



TITLE:

# 外ケーブル張力モニタリング方式 による鉄道PCI形桁の維持管理方法 に関する研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

村田, 一郎

---

CITATION:

村田, 一郎. 外ケーブル張力モニタリング方式による鉄道PCI形桁の維持  
管理方法に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18244>

RIGHT:

# 外ケーブル張力モニタリング方式による 鉄道 PCI 形桁の維持管理方法に関する研究

村 田 一 郎



# 外ケーブル張力モニタリング方式による鉄道 PCI 形桁の維持管理方法に関する研究

## 第1章 序論

1.1 本研究の背景	1
1.2 本研究の目的	4
1.3 本論文の構成	6
【参考文献】	8

## 第2章 鉄道 PC 桁の維持管理の現状と課題

2.1 本章の目的	10
2.2 山陽新幹線における PC 桁の概要	10
2.3 山陽新幹線 PC 桁の標準設計および施工	11
2.3.1 標準設計の概要	11
2.3.2 施工における示方等	13
2.4 現状の維持管理方法	17
2.4.1 鉄道構造物の維持管理の考え方	17
2.4.2 山陽新幹線 PC 桁の維持管理方法	19
2.5 変状事例とその原因	22
2.5.1 豆板（ジャンカ）	22
2.5.2 シースに沿ったひび割れ	23
2.5.3 PC 主ケーブルの腐食	24
2.5.4 横締め PC 鋼棒の破断	27
2.6 これまでに実施してきた対策	28
2.6.1 PC 主ケーブルに対する PC グラウト再注入	28
2.6.2 横締め PC 鋼棒の突出防止対策	30
2.6.3 断面修復工	32
2.7 現行の維持管理における課題	32
【参考文献】	33

## 第3章 鉄道 PCI 形桁における内ケーブル破断のモニタリングに関する研究

3.1 本章の目的	37
3.2 大型供試体による実験	37
3.2.1 供試体モデル	37
3.2.2 供試体性能	37
3.2.3 実験方法	41
3.2.4 センサ	42

3.2.5	測定項目	43
3.2.6	载荷パターン	43
3.2.7	実験結果	45
3.3	外ケーブル張力変動量の簡易計算法	48
3.3.1	簡易計算法	48
3.3.2	変位曲線	49
3.3.3	外ケーブル張力の計算値	50
3.4	ファイバーモデルによる解析	51
3.4.1	解析手法	51
3.4.2	解析モデル	51
3.4.3	材料モデル	52
3.4.4	解析手順	54
3.4.5	解析結果および検証	54
3.5	内ケーブルの張力を部分的に解放した場合のモニタリングの有効性	55
3.5.1	解析モデル	56
3.5.2	材料モデル	56
3.5.3	解析手順	57
3.5.4	解析結果および検証	58
3.6	本章の結論	59
	【参考文献】	60

#### 第4章 定着部付近での内ケーブルの破断を想定した鉄道 PCI 形桁のせん断耐力に関する研究

4.1	本章の目的	61
4.2	大型供試体による実験	61
4.2.1	供試体モデル	61
4.2.2	実験方法	63
4.2.3	測定項目	65
4.2.4	供試体性能	65
4.2.5	実験結果	69
4.2.6	実験に関する考察	75
4.3	解析によるせん断性状の評価	76
4.3.1	解析モデル	76
4.3.2	材料モデル	78
4.3.3	解析手順	78
4.3.4	解析の妥当性	79
4.3.5	コンクリートが分担するせん断性状の評価	81
4.3.6	圧縮ストラットの角度	83
4.4	諸外国の基準によるせん断耐力の算定	84

4.4.1 ACI コードによるストラット-タイモデルでのせん断耐力の算定	84
4.4.2 <i>fib</i> コードによるせん断耐力の算定	86
4.5 せん断耐力の比較検証	88
4.6 本章の結論	89
【参考文献】	89

## 第5章 外ケーブル張力モニタリング方式の設計方法と実橋への適用に関する研究

5.1 本章の目的	91
5.2 設計の考え方	91
5.2.1 外ケーブル張力モニタリング方式のコンセプト	91
5.2.2 設計の基本概念	91
5.2.3 性能照査の考え方	92
5.3 設計手順	93
5.3.1 内ケーブルの破断位置，破断本数，破断長さの設定	93
5.3.2 外ケーブルの設置本数等の設定	95
5.4 要求性能	95
5.5 性能照査	95
5.5.1 性能照査指標	95
5.5.2 安全性（破壊）に対する性能照査	96
5.5.3 安全性（走行安全性），使用性（乗り心地）に対する性能照査	96
5.6 設計条件	97
5.6.1 安全係数	97
5.6.2 作用	98
5.7 設計応答値	99
5.7.1 解析モデル	99
5.7.2 材料モデル	100
5.7.3 内ケーブル破断のモデル化	100
5.8 試験施工橋梁の解析	100
5.8.1 橋梁の概要	101
5.8.2 性能照査の結果	102
5.9 試験施工の状況	103
5.9.1 試験施工桁の変状状況	103
5.9.2 外ケーブルの定着および緊張	104
5.9.3 偏向部	105
5.9.4 計測機器類の設置	105
5.9.5 計測システム	107
5.10 本章の結論	108
【参考文献】	109

## 第6章 内ケーブルの破断を推定するための管理値設定に関する研究

6.1	本章の目的	110
6.2	管理値設定の考え方	110
6.3	静的載荷による PC 桁の実曲げ剛性の評価	112
6.3.1	計測対象の PC 桁	112
6.3.2	計測方法	112
6.3.3	計測結果	113
6.3.4	解析によるたわみ	114
6.3.5	実曲げ剛性の評価	114
6.3.6	管理値への反映	115
6.4	内ケーブル破断に伴う応答解析による管理値の検証	115
6.4.1	解析条件	115
6.4.2	曲げひび割れ発生判定の結果	116
6.4.3	桁のたわみ	118
6.4.4	外ケーブルの張力変動量	120
6.4.5	内ケーブル破断の推定	121
6.4.6	試験施工橋梁におけるたわみの計測値と解析値の検証	121
6.5	本論の結論	123
	【参考文献】	123

## 第7章 結論

7.1	本章の目的	124
7.2	本研究で得られた結論	124
7.3	鉄道 PC 桁の予防維持管理を目指したシナリオデザイン	128
7.3.1	PC 桁管理の予防維持管理への転換	128
7.3.2	外ケーブル張力モニタリング方式を適用する PC 桁選定の方策	129
7.3.3	外ケーブル張力モニタリング方式を適用した PC 桁の維持管理方法	130
7.3.4	鉄道 PC 桁の維持管理方法	132
	【参考文献】	133

謝 辞	134
-----	-----

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景

鉄筋コンクリート構造物は、適切な材料を使用し、丁寧に施工され、継続的に維持管理が実施されれば、極めて耐久性に富むものである。西日本旅客鉄道株式会社（以下、JR 西日本と表記）のコンクリート構造物を例にとれば、写真 1-1 に示す島田川橋梁（山陰本線米子～安来間、支間 1.83m，アーチ橋）は、1907 年に建設された我が国最初の鉄筋コンクリート鉄道構造物であり、100 年以上を経た現在も健全な状態で供用されている<sup>(1.1)</sup>。また、写真 1-2 に示す惣郷川橋梁（山陰本線須佐～宇田郷間、支間 30m，3 径間連続ラーメン構造×6 ブロックおよび支間 9.14m，T 形単線桁）は、1932 年に完成し、日本海の汀線に位置する厳しい環境条件下にあるが、80 年を経過した現在も列車の安全運行を支え続けている。



写真 1-1 島田川橋梁



写真 1-2 惣郷川橋梁

ところで、我が国では、1950 年代～1970 年代に、鉄道、道路、ダム、港湾、通信、上下水道といったインフラが急速に整備され、高度経済成長や生活基盤向上の礎となった。特に、この時期に建設された代表的なものとして、鉄道では、東海道新幹線（1964 年開業）、山陽新幹線（新大阪～岡山間 1972 年開業、岡山～博多間 1975 年開業）が、道路では、名神高速道路（1965 年全線開通）、東名高速道路（1969 年全線開通）が挙げられる。この中で、橋梁やトンネル等の多くのコンクリート構造物が建造され、これらの設備が、国土の発展、地域間交流の活性化、豊かな国民生活の実現に果たしてきた役割は大きい。例えば、山陽新幹線では、延長約 551km のうち、86%がトンネル、橋梁および高架橋等のコンクリート構造物で構築されている。

しかし、この時代に建設されたコンクリート構造物の中には、例えば、耐久性に関して求められる性能を十分に確保できていないものがある。山陽新幹線では、開業後間もない 1980 年代に一部の高架橋床版等において、コンクリートにひび割れが発生し、かぶりコンクリートに浮きが見られるようになった。これに対して、日本国有鉄道では、1984 年にコンクリート構造物の健全度の評価を目的として大規模な調査が実施された<sup>(1.2)</sup>。さらに、JR 西日本では、1988 年に（社）日本材料学会（当時）に委託をして「コンクリートのひび割れ補修に関する基礎的調査・研究委員会」（委員長：藤井学京都大学教授（当時））を設置し、劣化原因の究明や対策工法等についての検討が行われた。なお、この委員会は、現在、「持続可能な鉄道コンクリート構造物に関する検討委員会」（委員長：宮川豊章京都大学大学院教授）として 1988 年以降から鉄道コンクリート

構造物における諸課題について継続的に検討が行われている。

1999年6月には、福岡トンネル（山陽新幹線小倉～博多間）の覆工コンクリート塊が落下し、走行中の新幹線を直撃するという非常に衝撃的な事故が発生した<sup>(1.3)</sup>。剥落事故の概要を図1-1に示す。事故直後に運輸省（当時）に設置された「トンネル安全問題検討会」（座長：足立紀尚 京都大学教授（当時））によって、剥落事故の原因は、コールドジョイントと呼ばれる不連続面と初生的な原因で覆工内部に生じていた弱面が経年、漏水等の影響で進行し、最終的には列車振動、空気圧変動をトリガーとして剥落に至ったものであると推定された<sup>(1.4)</sup>。つまり、剥落は建設時の施工に大きく起因していると結論付けられている。

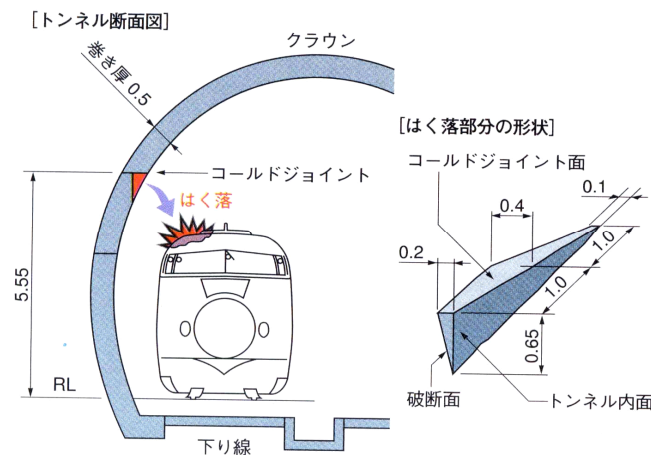


図1-1 福岡トンネルコンクリート塊剥落事故の概要<sup>(1.3)</sup>

さらに、1999年10月には北九州トンネル（山陽新幹線小倉～博多間）において、側壁コンクリートとアーチコンクリートとの接合部にある打込み口と呼ばれるコンクリート塊の剥落事故が発生した。これら二度にわたる剥落事故を受けてJR西日本では、「山陽新幹線トンネル安全総点検」（以下、総点検と表記）を実施し、全トンネルの覆工面を打音で検査するという、これまでに類を見ない徹底した点検が行われた<sup>(1.5)</sup>。「トンネル安全問題検討会」では、委員会報告書においてトンネル保守管理マニュアルを提言し<sup>(1.4)</sup>、2007年に国土交通省からの通達を受けて刊行された「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル）」<sup>(1.6)</sup>に大きく反映されている。

また、トンネルからの剥落事故と同時期に、山陽新幹線高架橋等からのコンクリート片の剥落が相次いで発生したことから、運輸省（当時）の指導のもと鉄道総合技術研究所に「山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会」（委員長：長瀧重義新潟大学教授（当時））が設置され、山陽新幹線高架橋等コンクリート構造物の健全性を維持するための方針策定等が行われた。委員会において検討を重ねた結果、山陽新幹線高架橋等コンクリート構造物の劣化要因については、中性化が主要因であり、塩化物イオン量が大きくなるほど鉄筋腐食が進行する傾向が見られると結論付けられ、耐力評価および対策フローが示された<sup>(1.7)</sup>。JR西日本では、対策フローに基づいて維持管理を実施していくうえで、山陽新幹線全線の鉄筋コンクリート構造物の現状を把握することを目的として「山陽新幹線高架橋等総合診断」（以下、総合診断と表記）を実施し、中性化深さ、鉄筋腐食度、かぶり、塩化物イオン量等についての調査が実施された<sup>(1.8)</sup>。

このように、山陽新幹線のトンネル覆工コンクリートや高架橋等の鉄筋コンクリート構造物に

については、維持管理に対する課題として、検査のさらなる機械化、装置化あるいは耐久性に優れた効果的な補修、補強方法の確立等、取り組むべきものがあるものの、総点検や総合診断による現状把握、データベース化、維持管理マニュアルの整備等によって検査から対策に至る一連のサイクルが確立していると言える。

一方、プレストレストコンクリート（以下、PC と表記）構造物については、1932 年にフランスの Eugène Freyssinet によって執筆された論文（「新しい考え方と方法 (Idées et voies nouvelles)」）にプレストレスという言葉が登場し<sup>(1.9)</sup>、我が国においても第二次世界大戦直前頃から研究が進められてきた。我が国における PC 橋梁としては、1951 年に石川県七尾市に最初のプレテンション方式 PC 桁である長生橋（支間 3.8m, 単純スラブ桁）が、また、翌年には福井県坂井市に初のポストテンション方式 PC 桁である十郷橋（支間 7.0m, 単純 T 桁）が架設されている。いずれも道路橋で、長生橋は、河川改修によって 2001 年 9 月に撤去、架け替えられており、撤去した長生橋の桁を用いて材料試験、載荷試験等が行われた結果、PC 鋼線には腐食がほとんど発生しておらず、耐荷力も十分有しており、健全性が保たれていたことが報告されている<sup>(1.10)</sup>。鉄道については、1953 年に大阪駅構内に初のポストテンション方式 PC 桁（支間 4.9m）が、また、翌年には同大阪駅構内にプレテンション方式 PC 桁（支間 5.0m）が施工されている。さらに、1954 年には、信楽線（現信楽高原鉄道）第一大戸川橋梁（支間 30m, I 形単線 4 主桁）が最初の本格的なポストテンション方式 PC 桁として建設されている。これらの桁についても詳細な調査が実施されており、その結果、供用期間約 50 年を経ても、いずれも高い健全性を有していることが報告されている<sup>(1.11),(1.12)</sup>。

このように、適切な材料を使用して丁寧に施工が行われれば、建設後約 50 年を経ても健全な状態が保たれていることが証明されている。また、一般的に PC 橋梁は、比較的高強度のコンクリートの使用とプレストレスによるひび割れの制御によって耐久性や耐疲労性が高く、維持管理コストも小さくなる。しかし、これらに反して、PC 鋼材の腐食に伴う破断によって落橋に至った事例が報告されている。1985 年には Ynys-y-Gwas 橋（イギリス）<sup>(1.13)</sup>で、2000 年にはノースカロライナ歩道橋（アメリカ）<sup>(1.14)</sup>で落橋事故が発生しており、日本でも 1989 年に長野県の新菅橋（橋長 26m, ポストテンション方式単純箱桁, 1965 年竣工）<sup>(1.15)</sup>で、1990 年に岐阜県の島田橋（橋長 38.7m, ゲルバー式 PC 斜張橋, 1963 年竣工）で落橋事故が発生している。また、落橋には至っていないものの、PC 鋼材が腐食によって破断した事例についても報告されている<sup>(1.16)</sup>。

PC 橋梁では、PC 鋼材によってコンクリートに導入されているプレストレスが構造物の耐荷性能に大きな影響を与える。また、PC 鋼材が破断し、それに伴ってプレストレスが著しく低下した場合には、上述の事例のように落橋に至る場合さえある。PC 鋼材の破断は、例えば、ポストテンション方式 PC 桁では、PC グラウトの充填不足による PC 鋼材の腐食に起因する 경우가多く、上述した Ynys-y-Gwas 橋の落橋は、このケースによるものである。したがって、既設 PC 橋梁を健全に供用していくためには、PC グラウトの充填状況を把握し、PC 鋼材の腐食の程度を評価することが非常に重要である。このことから、後述するように、PC 鋼材の非破壊調査手法に関する研究等が進められており、実用化されているものもある。これらを用途に応じて活用することで、PC グラウトの充填状況や PC 鋼材の腐食の程度の把握は可能であるが、様々な状況や条件に適合させて精度よく把握するには課題も多い。したがって、PC 鋼材が破断し、それに伴ってプレストレスが著しく低下したとしても、重大な損傷に至らないようにするための維持管理方法の確立は喫緊の課題と言える。



## 1.2 本研究の目的

PC 橋梁を永く健全な状態で使用し続けるためには、危険な状態になる前に性能低下の兆候を的確に把握し、時期を逸することなく必要な対策を講じることが肝要である。上述したように、PC グラウトの充填不足に起因して PC 鋼材が腐食、破断し、それに伴ってプレストレスが著しく低下した場合には、供用性が失われるとともに、最悪の場合には落橋に至る恐れがある。したがって、PC 鋼材の腐食の状況や PC グラウトの充填状況を把握することは極めて重要となる。しかし、PC 鋼材は、一般的にコンクリート中の鋼製シース内に配置されていることから、その状態を正確に評価し、判定することは極めて困難である。

そこで一般的には、定期的実施する点検において、曲げひび割れやシースに沿ったひび割れ等の有害なひび割れの発生の有無や錆汁等の兆候を捉えることで間接的に PC 鋼材の状態を判断し、必要に応じてさらなる詳細調査に結びつける方法がとられている。詳細調査の事例としては、コンクリート用ドリルやコアボーリングマシンでシース位置まで削孔を行い、CCD カメラやファイバースコープ等を用いて PC グラウトの充填状況や PC 鋼材の腐食状況を直接観察する方法<sup>(1.17)</sup>や上載荷重による PC 桁のたわみ量あるいは死荷重状態での PC 桁のそり量を継続的に測定することによって曲げ剛性の変化を経時的に捉える方法等がある。また、各種の非破壊検査手法が研究、開発されており、PC グラウト充填状況を把握するものとして、X 線透過法<sup>(1.18)</sup>、衝撃弾性波法（インパクトエコー法）<sup>(1.19)</sup>、広帯域超音波法<sup>(1.20)</sup>、打音振動法<sup>(1.21)</sup> 等が、コンクリートの残存プレストレスを推定するものとして応力解放法（スロットストレス法、鉄筋切断法）<sup>(1.22),(1.23),(1.24)</sup> 等が実用化されている。さらに、モニタリングの技術としては、外ケーブル方式の PC 橋梁の PC 鋼材に磁歪を応用した計測センサを設置し、外ケーブルの張力変動を把握する手法<sup>(1.25),(1.26)</sup>、アコースティック・エミッション（AE）法を活用して PC 鋼材の破断時に発生する弾性波を検出する手法<sup>(1.27)</sup>、構造物に光ファイバーを設置し、ひずみ位置の特定やひずみ量を計測する手法<sup>(1.28)</sup> 等が実用化されている。PC 橋梁の劣化状況や使用条件、環境条件等に応じて維持管理計画を策定し、これらの手法を組み合わせることで、重大な損傷に至る兆候を見逃す確率は低くなるものと考えられるが、PC 鋼材の腐食箇所や PC グラウトの充填不足箇所全てを精度よく把握することは、現在の技術では極めて困難な状況であると言える。

このような中で、万が一、PC 鋼材が破断した場合でもタイムリーに把握でき、即座に必要な措置をとることによって健全性の回復が可能な技術の確立が求められている。

本研究では、鉄道 PCI 形桁を対象とした新たな維持管理方法として、PCI 形桁内の主ケーブル（以下、内ケーブルと表記）の破断を推定する手法の開発を目的に検討を行ったものである。この手法は、PCI 形桁のウェブ両側面に補強兼モニタリング用のケーブル（以下、外ケーブルと表記）を設置し、その外ケーブルに取り付けたセンサで外ケーブルの張力変動をモニタリングすることによって内ケーブルの破断を推定するものである。外ケーブルは、モニタリング用のケーブルとしての役割だけではなく、内ケーブルが破断した場合には、PCI 形桁の変形を防止するとともに、外ケーブルを再緊張することによって内ケーブルの破断によって消失したプレストレスを回復する補強材としての役割を果たすものとしている。この手法を「外ケーブル張力モニタリング方式」と呼ぶこととする。本方式のイメージを図 1-2 に示す。なお、検討の対象を PCI 形桁としたのは、第 2 章 2.2 「山陽新幹線における PC 桁の概要」で示すように、山陽新幹線では、PC 桁の約 80% が PCI 形桁であることによっている。



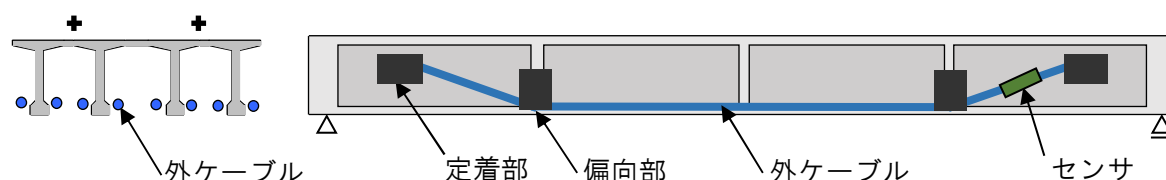


図 1-2 外ケーブル張力モニタリング方式のイメージ

外ケーブル張力モニタリング方式の検討においては、まず始めに、実橋梁をモデルとした 1/2 スケールの大型供試体を制作し、静的載荷実験を行った。これは、PC 鋼材が破断し、それに伴ってプレストレスが低下すると曲げによるたわみが増大することから、このたわみの増加に伴って変動する外ケーブルの張力を外ケーブルに取り付けたセンサで捕捉することの可能性の確認を目的として実施したものである。実験では、PC グラウトを充填していない供試体の内ケーブルの張力を 1 本ずつ解放したうえで静的載荷し、あらかじめ供試体の両側面に設置した外ケーブルの張力変動量を外ケーブルに取り付けたセンサで測定した。センサは、技術の確立度合い、施工の簡便性、入手のし易さ等を踏まえ、磁歪法によるセンサと光ファイバーによるセンサについて、検知精度、検知能力に関して比較、検討を行った。

次に、外ケーブル張力モニタリング方式の実務設計への適用にあたり、部材の非線形挙動を比較的簡便に把握することを目的として、ファイバー要素を用いた梁にトラス要素でモデル化した外ケーブルを取り付けたモデル（以下、ファイバーモデルと表記）による非線形フレーム解析を行い、供試体による実験値およびソリッド要素を用いた 3 次元非線形 FEM 解析値と比較することによってファイバーモデルの妥当性を検証した。また、ファイバーモデルを用いて内ケーブルの張力が部分的に消失したケースをモデル化し、外ケーブルの張力変動を求め、外ケーブル張力モニタリング方式の有効性を確認した。

一方、定着部付近で内ケーブルが破断した場合には、プレストレスの低下に伴ってせん断耐力は低下するが曲げによるたわみは小さく、外ケーブル張力モニタリング方式では内ケーブルの破断を推定することは困難であると考えられ、別途の補強方法等を検討する必要がある。ただし、このような場合のせん断耐力の検証等が行われた事例はないことから、定着部付近で内ケーブルが破断した PC 桁の耐荷性状、破壊性状の把握を目的として、実橋梁をモデルとした大型供試体（桁高：1/2 スケール、桁長：1/3 スケール）を製作し、静的載荷実験を行った。載荷実験の結果、定着部付近で内ケーブルの張力を解放した供試体は、内ケーブルの張力を解放していない状況での設計計算によるせん断耐力以上の耐力を有することが確認できたことから、3 次元非線形 FEM 解析によってせん断耐力の評価、検証を行った。

さらに、外ケーブル張力モニタリング方式の要求性能を取りまとめて、内ケーブルの破断に対する外ケーブル設置のための設計方法を整理するとともに、モニタリングにおいて内ケーブルの破断を推定するための外ケーブル張力の閾値（以下、管理値と表記）設定の考え方を整理した。これらの考え方に基いて、実 PC 橋梁を対象として外ケーブル張力モニタリング方式の試験施工を実施するにあたり応答解析に基づく性能照査を行うとともに、外ケーブル張力の管理値の有効性を検証した。また、試験施工における外ケーブルの定着部や偏向部の施工状況や外ケーブル張力を測定するための計測システムにも言及した。

最後に、以上の結果を取りまとめて、鉄道 PC 桁の予防維持管理<sup>(1,29)</sup>を目指したシナリオデザインを提案した。

### 1.3 本論文の構成

本論文は、図1-3に示す7章で構成されている。特に、第3章、第4章では、内ケーブルの破断箇所によってPC桁の破壊形態が異なることから、大型供試体による载荷実験およびファイバー要素による非線形フレーム解析によって、曲げ破壊形態、せん断破壊形態での外ケーブル張力モニタリング方式の有効性について検証を行った。また、第5章、第6章では、外ケーブル張力モニタリング方式を実橋梁に適用するための設計方法および内ケーブルの破断を推定するための外ケーブル張力の管理値設定方法を提案した。以下に、各章の概要を示す。

第1章「序論」では、本研究の背景、目的について述べ、本論文の構成を示した。

第2章「鉄道 PC 桁の維持管理の現状と課題」では、山陽新幹線 PC 桁を対象として、標準設計、施工、維持管理方法、変状事例と対策について取りまとめ、維持管理における課題を整理した。このうち、特に、本研究で課題としている PC 鋼材の腐食に伴う破断は、PC グラウトの充填不足に起因して発生することが多いことから、既往の研究成果等を踏まえて充填不足が生じやすい箇所とその要因について詳述し、PC 鋼材の破断が発生しやすい箇所を想定した。

第3章「鉄道 PCI 形桁における内ケーブル破断のモニタリングに関する研究」では、内ケーブルの破断を推定する方法の確立を目的として、実橋梁をモデルとした 1/2 スケールの大型供試体による静的载荷実験を行った。実験では、PC グラウトを充填していない内ケーブルの張力を 1 本ずつ解放したうえで静的载荷し、あらかじめ供試体ウェブ側面に設置した補強兼モニタリング用の外ケーブルの張力変動量を外ケーブルに取り付けたセンサで計測することが可能であるかの検証を行った。また、外ケーブル張力モニタリング方式の実務設計のための解析手法の確立を目的として、ファイバーモデルを用いて非線形フレーム解析を行い、供試体による実験値およびソリッド要素を用いた 3 次元非線形 FEM 解析値と比較することによってファイバーモデルの妥当性を検証した。さらに、第2章で示した PC グラウトの充填不足が生じやすい箇所を踏まえて、支間中央の  $L/2$  点 ( $L$ : 支間) および内ケーブルの偏向部近傍の  $L/4$  点で内ケーブルの張力が部分的に消失した場合の外ケーブルの張力変動に対するモニタリングの有効性について検証した。

第4章「定着部付近での内ケーブルの破断を想定した鉄道 PCI 形桁のせん断耐力に関する研究」では、第2章で示した PC グラウトの充填不足が生じやすい定着部付近で内ケーブルが破断した場合の耐荷性状、破壊性状を把握することを目的として、実橋梁をモデルとした大型供試体（桁高：1/2 スケール、桁長：1/3 スケール）を製作し、静的载荷実験を行った。定着部付近で内ケーブルが破断した場合には、せん断耐力は低下するが曲げによるたわみは小さく、外ケーブル張力モニタリング方式では、定着部付近での内ケーブルの破断を推定することは困難であると考えられ、別途の補強方法等を検討する必要がある。しかし、これまでに定着部付近で内ケーブルが破断した PC 桁のせん断耐力を評価した研究事例はなく、合理的に補強を行うためには、このような状況でのせん断耐力を適切に評価する必要があることから载荷実験を行ったものである。载荷実験の結果、定着部付近で内ケーブルの張力を解放した供試体は、内ケーブルの張力を解放していない状況での設計計算によるせん断耐力以上の耐力を有することが確認できたことから、3 次元非線形 FEM 解析によってせん断耐力の評価、検証を行った。

第5章「外ケーブル張力モニタリング方式の設計方法と実橋への適用に関する研究」では、外ケーブル張力モニタリング方式における要求性能の整理、設計における性能照査の考え方、設計応答値算定のための解析手法について整理するとともに、実橋梁への試験施工にあたり、性能照査に基づく外ケーブルの設置本数等の算出、施工における留意事項等について取りまとめた。

第6章「内ケーブルの破断を推定するための管理値設定に関する研究」では、内ケーブルの破断を推定するための外ケーブルの張力変動に対する管理値の設定方法を提案した。また、実橋梁への試験施工にあたり、内ケーブルの破断本数や破断長さをパラメータとした応答解析によって、内ケーブルが破断した場合のPCI形桁のたわみや外ケーブルの張力変動の試算を行い、設定した管理値から内ケーブル破断の推定が可能であるかの検証を行った。

第7章「結論」では、各章で得られた結論を整理し、外ケーブル張力モニタリング方式を含めた鉄道PC桁の維持管理に関するシナリオを提案した。

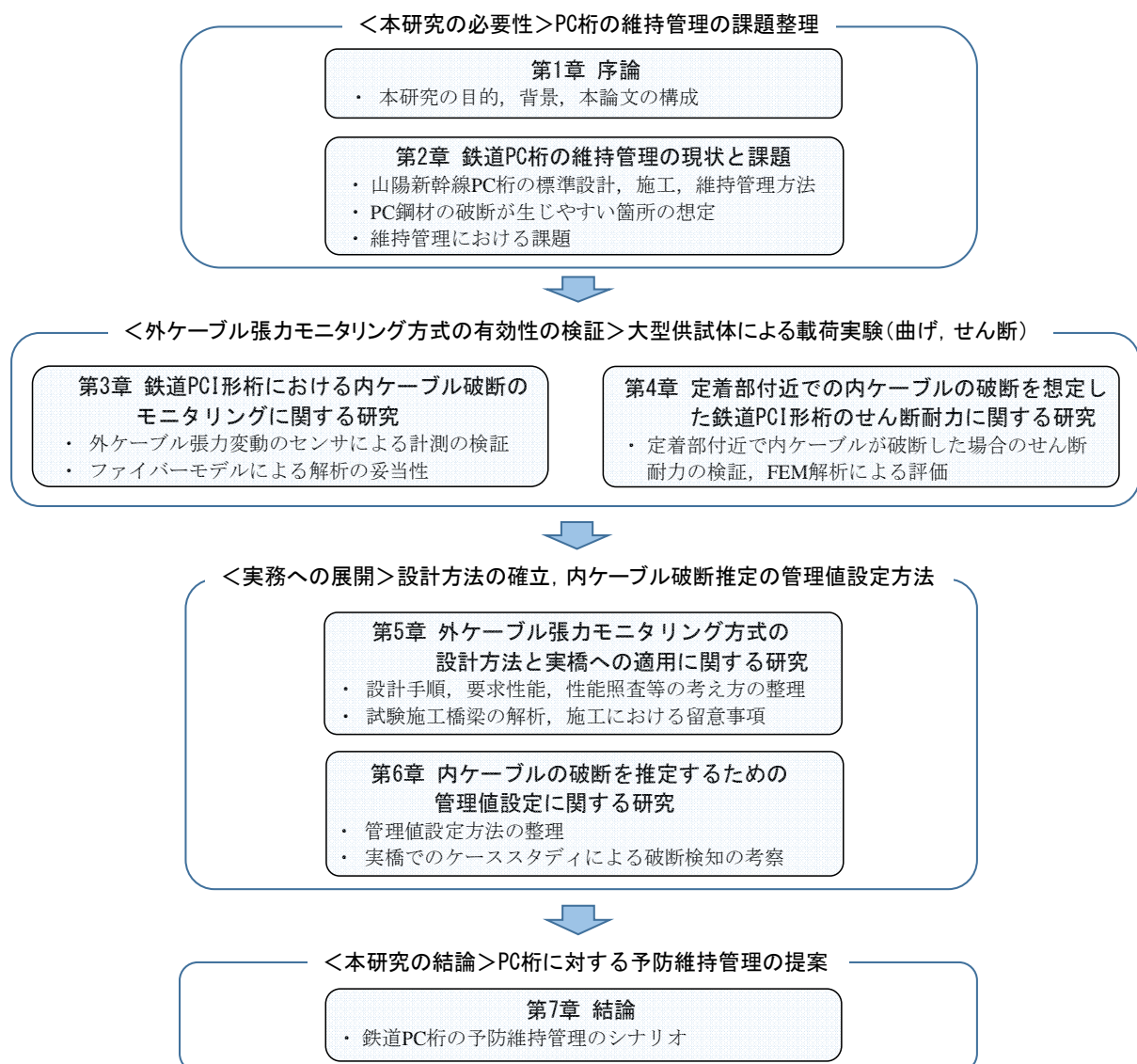


図 1-3 本論文の構成

## 【参考文献】

- (1.1) 鳥取誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学大学院博士論文，2003.3
- (1.2) 北後征雄：鉄筋コンクリート構造物の鉄筋腐食に関する実証的研究，京都大学大学院博士論文，2000.11
- (1.3) 日経 BP 社：日経コンストラクション，山陽新幹線福岡トンネルのコンクリート塊剥落事故，No.240，pp.40-45，1999.9.25
- (1.4) トンネル安全問題検討会：トンネル安全問題検討会報告書―事故の原因推定と今後の保守管理のあり方―，2000.2.28
- (1.5) 松田好史，中村圭二郎，村田一郎：山陽新幹線トンネル安全総点検，トンネルと地下，Vol.31，pp.65-75，2000.5
- (1.6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル），丸善，2007.1
- (1.7) 山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会：山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会報告書，2000.7
- (1.8) 荒巻智，垣尾徹：山陽新幹線コンクリート構造物の総合診断結果，複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画に関するシンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，2005.11
- (1.9) J.A.Fernandez Ordonez・池田尚治監訳：PC の原点フレッシュナー，建設図書，2000.5
- (1.10) 西垣義彦，小門前亮一，奥田由法，鳥居和之：日本最初の PC 橋―長生橋の耐久性調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.607-612，2002.7
- (1.11) 近藤拓也，荒巻智，渡辺佳彦，村田一郎，大江崇元：約 50 年経過したプレテンション PC 桁の耐久性調査，日本材料学会コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，Vol.9，pp.109-112，2009.10
- (1.12) 土木学会：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335 委員会）成果報告書およびシンポジウム講演概要集，コンクリート技術シリーズ No.80，2008.4
- (1.13) R.J.Woodward, F.W.Williams : Collapse of Ynys-y-Gwas bridge, West Glamorgan, STRUCTURAL ENGINEERING GROUP Proc.Instn Civ.Engrs, Part1, 1988, 84, Aug., pp.635-669
- (1.14) 日経 BP 社：日経コンストラクション，ノースカロライナスピードウェイ歩道橋の崩壊，2000.6.23
- (1.15) 信濃毎日新聞，1989.6.16
- (1.16) 長田光司，下登新一，野島昭二，藤原保久：外ケーブルにより補強する PC 橋の定着部に関する検討，第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.457-460，2004.10
- (1.17) Randall W. Poston, Karl H. Frank, and Jeffrey S. West : Enduring Strength, Civil Engineering, pp.59-63, 2003.12
- (1.18) 藤井学，宮川豊章：PC グラウト充填状況の非破壊検査法，土木学会論文集，第 402 号/V-10，pp.15-26，1989.2
- (1.19) 真鍋英規，葛目和宏，鎌田敏郎，木村嘉富：非破壊検査技術を用いた PC グラウト充てん

- の評価, コンクリート工学, Vol.49, No.6, pp.18-24, 2011.6
- (1.20) 湯間謙次, 柏原茂, 野村倫一, 廣瀬正行: 広帯域超音波法を用いた PC 構造物のグラウト充填状況確認調査, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, Vol.65, V-224, pp.447-448, 2010.9
- (1.21) 渡瀬博, 高木陽一, 永田健也: 打音振動法を用いた新設 PC 橋のグラウト充てん管理について, 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, Vol.66, V-110, pp.219-220, 2011.9
- (1.22) 浅井洋, 藤田学, Thomas Le Diouren, 宮本則幸: フラットジャッキを併用した応力解放法によるコンクリート部材の現有応力測定, コンクリート工学, Vol.42, No.4, pp.26-32, 2004.4
- (1.23) 出水亨, 高橋洋一, 肥田健一, 神野人志: 応力解放法による残存プレストレス量の推定, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, Vol.60, V-557, pp.1113-1114, 2005.9
- (1.24) 横山和昭, 長田光司, 室井智文, 加藤卓也: 鉄筋切断法による実 PC 桁の残存プレストレス測定に関する方法, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol.13, pp.501-504, 2004.9
- (1.25) 黒川章二, 羅黄順, Ming.L.Wang, 嶋野慶次: EMセンサを用いたPC梁緊張材の応力モニタリング実験, 土木学会応用力学論文集, Vol.1, pp.817-826, 2002.8
- (1.26) 木戸俊郎, 及川雅司, 塚田和彦: 応力磁気効果を利用したPC鋼材の緊張力測定装置の開発, 資源・素材学会資源・素材2008 (仙台), pp.207-208, 2008.10
- (1.27) Y.Oshima, T.Shiotani, M.Goto and T.Miyagawa: AE Monitoring of PC Beam with Partially Grouted Tendon Subject to Bending Moment, Prof. of WCAE-2011, pp.434-440, 2011
- (1.28) 勝木太, 山下英俊: 光ファイバを用いた変形計測用センサーコンクリート構造物への適用事例一, コンクリート工学, Vol.40, No.3, pp.3-7, 2002.3
- (1.29) 土木学会: コンクリート標準示方書 [維持管理編], 丸善出版, 2013.10

## 第2章 鉄道PC桁の維持管理の現状と課題

### 2.1 本章の目的

「平成22年度鉄道統計年報」<sup>(2.1)</sup>によると、JR旅客鉄道会社の全営業キロは20,124kmであり、このうち橋梁は92,909箇所、総延長2,116kmとなっている。プレストレストコンクリート（以下、PCと表記）鉄道橋の延長は全橋梁中の13.2%であり、鉄筋コンクリート（以下、RCと表記）鉄道橋の49.4%、鋼鉄道橋の24.8%よりも少ない。これは、PC鉄道橋は、第二次世界大戦後に発展を遂げた構造形式であることによっていると考えられる。ただし、近年では、騒音、振動などの環境対策としてコンクリート橋を採用するケースが増えており、このうち、中長スパンの新設橋梁ではPC鉄道橋が採用される割合が高い。このように、PC橋梁が増加しつつある中で、PC鉄道橋では、アルカリシリカ反応（以下、ASRと表記）によると想定される劣化によって取り換えに至った事例<sup>(2.2)</sup>が報告されており、さらに、PC道路橋では、PC鋼材の破断に伴ってプレストレスが著しく低下し、落橋に至った事例が報告されている。PC鋼材の破断は、PCグラウトの充填不足によるPC鋼材の腐食に起因するケースが多いが、第1章1.2「本研究の目的」に示したとおり、PCグラウトの充填状況やPC鋼材の腐食を把握する技術は、研究が進められ実用化されているものもあるが、精度や適合性に関する課題も多い。また、PCグラウトの充填不足は、PCグラウト材料の品質、施工方法、施工管理方法等に起因していると考えられ、PC桁を維持管理するうえで、施工時の状況を把握することは重要である。

本章では、山陽新幹線PC桁を対象として、標準設計、施工、維持管理方法、変状事例と対策について取りまとめ、維持管理における課題を整理した。このうち、特に、本研究で課題としているPC鋼材の腐食に伴う破断は、PCグラウトの充填不足に起因して発生することが多いことから、既往の研究成果等を踏まえて充填不足が生じやすい箇所とその要因について詳述し、PC鋼材の破断が発生しやすい箇所を想定した。

### 2.2 山陽新幹線におけるPC桁の概要

山陽新幹線は、1972年に新大阪～岡山間（以下、岡山以东と表記）（約161km）、1975年に岡山～博多間（以下、岡山以西と表記）（約390km）が開業し、西日本エリアの大動脈としての役割を担っている。全長約551kmのうち土木構造物は、図2-1に示すようにトンネルが50.8%、橋梁および高架橋が36.5%を占めており、85.7%がコンクリート構造物で構築されている。また、橋梁および高架橋のうち65.3%がRCラーメン高架橋で、PC桁は12.6%の約1,200連となっている。

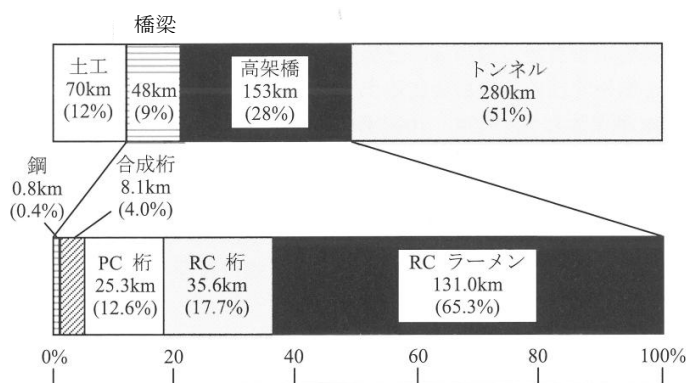


図 2-1 山陽新幹線の構造種別と橋梁・高架橋の内訳

1964年に開業した東海道新幹線では、桁長が概ね25m以上の中長スパンの橋梁には鋼桁を用いているが、山陽新幹線では、騒音防止に配慮するためにPC桁が多用されている。

山陽新幹線におけるPC桁の構造形式は多種にわたっている。主な構造形式とその連数を図2-2に示す。約1200連のうちPCI形桁が約80%、PC箱形桁が約10%を占めている。少数ではあるがPC下路桁、PCトラス桁も存在する。

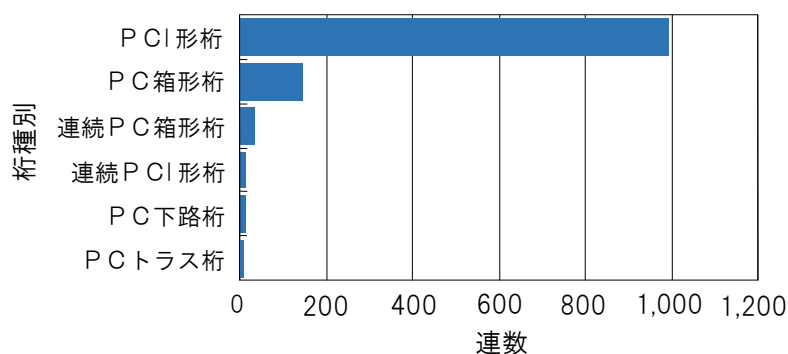


図 2-2 山陽新幹線 PC 桁の主な構造形式

さらに、PC桁を支間によって分類したものを図2-3に示す。支間10～15mのPC桁が最も多く、200連を越えている。なお、最大支間は、錦町架道橋（徳山～新山口間、3径間連続PC箱形桁）の88.0mである。

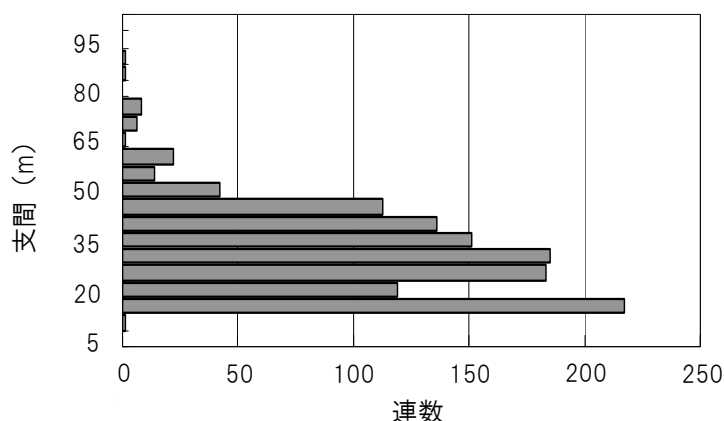


図 2-3 山陽新幹線 PC 桁の支間

## 2.3 山陽新幹線PC桁の標準設計および施工

### 2.3.1 標準設計の概要

山陽新幹線の建設にあたり、日本国有鉄道（以下、国鉄と表記）では、1965年9月に「山陽新幹線技術基準調査委員会」を設置し、山陽新幹線建設の基本となる基準を討議するとともに、構造物の設計に関しては、「山陽新幹線建設委員会」のもと、構造物の計画、設計面での基本的問題について詳細な検討が行われている。このなかで構造物の設計上の基本方針として、目的に適合し安全かつ経済的な構造とすること、近代的感覚にあった簡素な構造とすること、現場の施工を考慮した設計とすること、業務の能率向上のため標準化をはかること、保守作業の軽減を十分考慮した構造とすること、騒音防止に努めることの6項目が掲げられている<sup>(2,3)</sup>。

このうち、業務の能率向上のための標準化については、標準設計を行うことで成果を挙げてい

る。標準設計とは、設計・施工を効率的に進めていくために、使用頻度の高い桁形式に対して設計の標準化が進められたもので、桁形式の選定に際しては、架設地点のスパン長や空頭高さなどを考慮して、標準設計の中から適用する主桁数を定めることとしたものである。ただし、現場の状況によっては、標準設計によらず個別に設計された箇所もある。また、施工上の制約等により、プレキャストブロック方式等の特殊な工法が適用されたところもあり、例えば、加古川橋梁（西明石～姫路間、連続箱形桁、55.6m×3径間）ではカンチレバー工法で架設されている。PC桁の標準設計については、岡山以东ではバラスト軌道用の単線I形桁（2主桁、3主桁、4主桁）、複線1室箱形桁を対象としているのに対して、岡山以西では、スラブ軌道用として表2-1に示す複線I形桁（4主桁、6主桁、8主桁）、複線1室箱形桁の4形式31種類の、バラスト軌道用として複線I形桁（4主桁、6主桁、8主桁）の3形式11種類の合計42種類の標準設計が行われている<sup>(2,4)</sup>。また、岡山以西に用いるポストテンション方式PCI形単純桁については、設計プログラムも開発され、その後の東北新幹線等の新幹線建設に活用されている。設計にあたっては上フランジ幅、下フランジ幅、ウェブ厚さ等の断面寸法は可能な限り統一化が図られ、例えば、複線I形4主桁の標準断面は、上フランジ幅1,800mm、下フランジ幅600mm、ウェブ厚さ250mmである。岡山以西では、PC桁総連数のうち約55%のPC桁に標準設計が適用されており、有効活用が図られている。

表 2-1 山陽新幹線 PC 桁の標準設計（岡山～博多間、スラブ軌道用）

スパン (m)	桁高 (m)			
	複線I形桁			複線1室箱形桁
	4主桁	6主桁	8主桁	
15.4	1.00	0.82		
	1.25	1.00		
17.4	1.40	0.90		
20.4	1.65	1.05		
22.2	1.85	1.15		
25.2	2.05	1.30		
		1.70		
27.2	2.20		1.45	
			1.70	
30.2	1.95		1.60	
	2.50			
32.2			2.00	
34.71				2.15
35.2			2.20	
37.2			2.30	
39.71				2.50
40.2			2.50	
42.2			2.60	
44.71				2.90
45.2			2.30	
			2.80	
49.71				3.30
50.2			2.75	
	9種類	7種類	11種類	4種類



なお、岡山以东と岡山以西では軌道構造に違いが見られる。図2-4に示すとおり岡山以东におけるPC桁では、バラスト軌道が主体で、一部の区間で試験的にスラブ軌道が採用されたのに対して、岡山以西のPC桁では、保守費用低減の観点から積極的にスラブ軌道が採用されている。

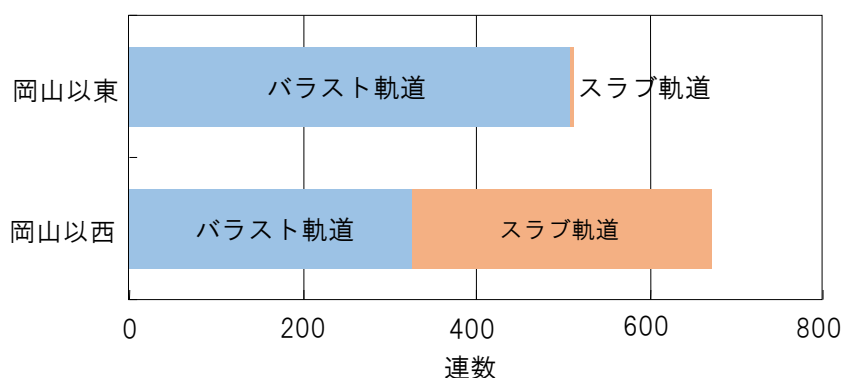


図 2-4 山陽新幹線 PC 桁の軌道構造

### 2.3.2 施工における示方等

山陽新幹線 PC 桁の建設に関わる施工管理は、「プレストレストコンクリート設計施工指針」(土木学会)<sup>(2.5)</sup>、「プレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準(案)」(国鉄)<sup>(2.6)</sup>、「土木工事標準示方書」(国鉄)<sup>(2.7)</sup>の各示方書等に基づき、施工管理項目が設定されている。

#### (1) コンクリート

PC桁に用いられたコンクリートの標準配合を表2-2に示す<sup>(2.8),(2.9)</sup>。表中の施工欄に示した年月は、1972年11月に工事種類の新設によって標準配合が追加、見直しされたものである。岡山以西では粗骨材の最大寸法は、砕石使用において広島地区の砕石業者がJIS A5005砕石2505(粒形25~5mm)の製造を行っていないことから20mmに規定されている。

表 2-2 コンクリートの標準配合<sup>(2.8),(2.9)</sup>

エリア	部位	区分	施工	設計基準 強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	セメント 種類※	単位セメ ント量 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)
岡山 以东	主桁	-	-	450	N	420	25	5±1	4.5±1	34
				420	N	405	25	5±1	4.5±1	36
				400	N	385	25	5±1	4.5±1	37
	中埋	-	-	300	N	300	25	5±1	4.5±1	46
岡山 以西	主桁	砂利 使用	1971.2	400	N	384	25	5±1	4.5±1	37
			1972.11	450	N	479	25	6±1	4.0±1	33
		砕石 使用	1971.2	400	N	410	20	5±1	4.5±1	39
			1972.11	450	N	460	20	6±1	4.0±1	37
	中埋	砂利 使用	1971.2	300	N	315	25	7±1	4.5±1	46
			1972.11	350	N	406	25	8±1	4.5±1	39
		砕石 使用	1971.2	300	N	322	20	7±1	4.5±1	50
			1972.11	350	N	378	20	8±1	4.5±1	44

※ N：普通ポルトランドセメント

コンクリートの施工管理については、「コンクリート施行管理要領（案）」（国鉄）が規定されており、コンクリート試験（配合、圧縮強度、スランプ、空気量）および骨材試験を実施するよう定められている<sup>(2.8)</sup>。このうち、骨材試験の試験項目を表2-3に示す。表中の細骨材塩分含有量試験は、岡山以东の施工時には規定されていなかったが、1960年代終わり頃には、主要な河川において川砂利の採取が原則禁止となり、鉄筋コンクリート構造物に海砂が使われるようになったことから、新たに「鉄筋コンクリート用細骨材塩分含有量試験の手引」を策定し、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5」（建築学会）の規定に基づく方法および塩分検知管による方法によって毎月1回、塩分含有量試験を実施するよう定められたものである。塩分含有量の目標値は、0.01%以下に設定されている。また、当時、広島県下のほとんどの工事で塩分含有量の規制が行われていなかったことから、1971年11月に広島県生コンクリート協会会長あてに海砂の除塩に積極的に取り組むよう要請されている。なお、PC桁については、原則、細骨材に川砂を用いることとしていたが、鉄筋コンクリートについては、川砂の枯渇によって海砂の使用を余儀なくされたことから、使用に際しては、貝殻混入度（比重が軽く扁平なものは有害）や粒度分布（採取地によって粒度分布が変動）に留意するよう定められている。しかし、実際には、PC桁においても貝殻が混入しているものが散見されることから、実態との間に乖離があったことが伺える。

PC桁の定着部の跡埋め部分には、無収縮コンクリートまたは無収縮モルタルが用いられている。跡埋め材の標準配合を表2-4に示す<sup>(2.8)</sup>。

表 2-3 骨材試験<sup>(2.8)</sup>

区分※	試験項目	試験方法	種類	
			細骨材 S	粗骨材 G
(A)	ふるい分け試験	JIS A1102	○	○
	単位容積重量試験	JIS A1104	○	○
	比重および吸水量	JIS A1109, 1110	○	○
	有機不純物試験	JIS A1105	○	
(B)	安定性試験	JIS A1122	○	○
	洗い試験	JIS A1103	○	○
	モルタル圧縮強度試験	土木学会 24章	○	
	軟石量試験	JIS A1126		○
	細骨材塩分含有量試験	JASS5 塩分検知管	○	

※ (A)：必ず実施するもの、(B)：必要により実施するもの

表 2-4 PC 鋼材定着部跡埋め材の標準配合<sup>(2.8)</sup>

種別	設計基準 強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	セメント 種類※	単位セメ ント量 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材最 大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)
コンク リート	300	N	332	砂利25	12±2	4.5±1	45
			315	碎石20			50
モルタル	240	N	727	5	190±1 (フロー)	-	35

※ N：普通ポルトランドセメント

## (2) PC グラウト

工事記録<sup>(2.9)</sup>によると、PC グラウトに期待する性質として、十分な充填性による錆からの保護、付着強度の確保となっており、さらに、PC グラウトが不十分な場合および不適当な PC グラウト 混和剤を使用した場合には PC 鋼材の破断が懸念されることから、PC グラウトの配合設計、材料の選定、PC グラウト注入用機械および注入作業などは特に十分な注意を払う必要があるとの記載がある。これより、施工当時から PC グラウトの重要性は認識されていたものと推察される。

PC グラウトの標準配合を表 2-5 に<sup>(2.9)</sup>、施工中の試験項目を表 2-6 に示す<sup>(2.8)</sup>。

さらに、工事記録<sup>(2.9)</sup>には、PC グラウトは注入結果の状態を検査することは事実上不可能であるうえ、しかもその施工不良は桁の耐久性に直接影響を与える、という観点から、表 2-7 に示す実施上の注意事項を十分に検討し、慎重かつ入念に施工し、記録にとどめるよう記載されている。

表 2-5 PC グラウトの標準配合<sup>(2.9)</sup>

沈下時間 の範囲※ (sec)	A/C (%)	W/C (%)	膨張率 (%)	ブリー ジング (%)
7～14	0.007	40	0～5	0

※ 有溝コーンを用いない場合

表 2-6 施工中の PC グラウトに関する試験項目<sup>(2.8)</sup>

試験種別	試験方法	試験頻度	許容範囲
コンシステンシー 試験	流下方法	1バッチ毎に1回	11～22秒（有溝コーン） 7～14秒（上記以外）
膨張率試験 ブリージング試験	体積方法	施工第1回目および主桁は5本毎、横 締は径間毎に各3個の供試体	0～5%
強度試験	型枠方法	上記に同じ	$\sigma_7$ : 150 kg/cm <sup>2</sup> 以上 $\sigma_{28}$ : 200 kg/cm <sup>2</sup> 以上

## (3) PC 鋼材

### 1) 鋼材諸元

PC 鋼材は JIS G 3536（PC 鋼線および PC 鋼より線）によるものとしている。主桁に用いる PC 鋼材の許容引張力を表 2-8 に示す<sup>(2.8)</sup>。また、横締め用の PC 鋼棒の品質は、「プレストレストコンクリート設計施工指針」（土木学会）第 10 条<sup>(2.5)</sup>の規定によることとしている。PC 鋼材の一部は、図 2-5 に示すように桁の上縁で定着されている。上縁定着構造とすることで、PC 鋼材の延長が短くなり、経済性を向上させることを狙ったものである。

### 2) PC 鋼材の緊張

PC 鋼材を緊張する際の主な管理項目として、全プレストレッシングを与える場合のコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度  $\sigma_{28}$  の 85%以上でなければならないこと、引張装置のキャリブレーションを必ず行うこと、などが示されている<sup>(2.7)</sup>。

表 2-7 PC グラウト施工に伴う注意点<sup>(2.9)</sup>

項目	注意事項
準備作業	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 施工前の準備，ミキサー，アジテーターポンプの整備，調整，配合の検討，試験練り，コンプレッサーの準備（必要に応じて），セメントのふるい分け（1.2mmふるい）</li> <li>・ ポンプの故障などで空気をグラウトに混ぜて注入することがあるので，このようなことがないように確認する。</li> <li>・ 長大ケーブル（40m以上程度）では，できるだけ電動ポンプの使用が望ましい。</li> </ul>
注入作業	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 注入前にシース内に水を通し，汚れを除去する。通した水は，シース下に設けた排水口もしくは圧搾空気で除去する。</li> <li>・ グラウトがシース内に完全に充填され，大きな空隙または注入漏れがないことをグラウト注入量の測定で確認する。</li> <li>・ ポンプは，シース 1 本あたりの注入量に応じて能力を選定する。</li> <li>・ 注入作業は低い位置よりゆるやかに行うことが望ましい。</li> <li>・ 排出先より一定濃度のグラウトが排出されたことおよび所定量のグラウトが注入されたことを確認して，注入圧より幾分高い圧力を保って注入を終了する。</li> <li>・ 必要に応じ注入口付近に再注入を行う（30分～2時間後）。</li> </ul>
寒中の施工	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 注入口付近の温度を10℃以上，注入後のグラウトは5日間5℃以上保つ。注入時のグラウト温度は10～25℃とする。</li> </ul>
暑中の施工	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 注入路付近の温度を下げる（水洗により），グラウト温度をできるだけ低くする。</li> </ul>

表 2-8 PC 鋼材（フレシネーケーブル）の許容引張力<sup>(2.8)</sup>

ケーブル種別	鋼材断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg/m)	ケーブル引張力(t)				
			引張荷重 $p_u$	降伏点荷重 $p_y$	プレストレス中 $0.9p_y$	プレストレス直後 $0.7p_u$	設計荷重作用時 $0.6p_u$
12φ5	236	1.85	41.4	36.6	32.9	29	24.8
12φ7	462	3.62	76.2	67.2	60.5	53.3	45.7
12φ8	603	4.74	96.6	84.6	76.1	67.6	58
12T12.4	1115	8.75	195.6	166.8	150.1	136.9	117.4
12T12.7	1184	9.29	224.4	190.8	171.7	157.1	134.6
12T15.2	1664	13.21	319.2	271.2	244.1	223.4	191.5

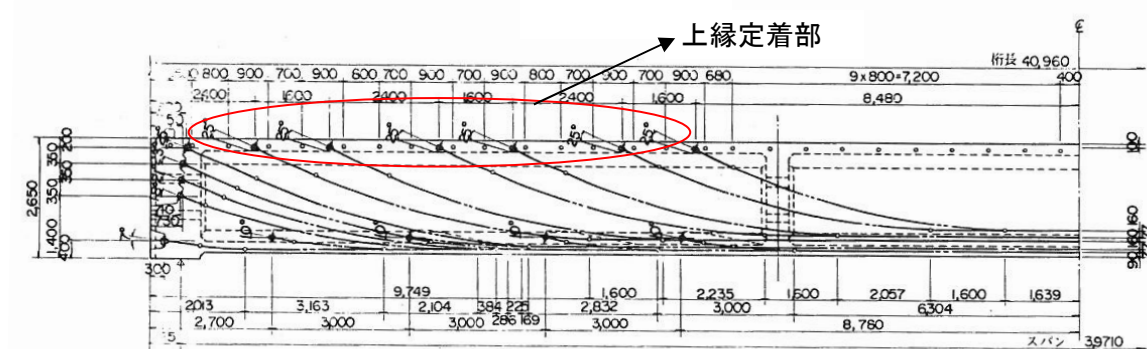


図 2-5 上縁定着構造の事例

#### (4) 施工に対する監督者の実施事項

施工途中段階および施工の結果の確認における監督者の実施事項を表 2-9 に示す<sup>(2.8)</sup>。特に、PC 構造物は、RC 構造物に比較して高強度の材料を使用し、材料に生じている応力度が非常に大きいことから、慎重な施工管理が実施されていたと推察される。ただし、PC グラウトの注入については、2.3.2 (2)「PC グラウト」に示したとおり、工事記録にその重要性が記載されているが、表 2-9 では監督者の実施事項は受理となっている。この受理とは、表 2-6 に示す試験結果および注入記録を施工会社が提出し、監督者がその記録を確認するもので、必ずしも現地で注入状況を確認されていたものではなかったことが伺える。

表 2-9 施工会社と国鉄監督者の実施事項<sup>(2.8)</sup>

種別	項目	施工会社		監督者（国鉄）	備考
		事項	資料	事項※	
PC鋼材	PC鋼材の品質試験	提出	試験記録	承諾	最初の1回立会
コンクリート	試験練	提出	配合試験結果	立会、承諾	
グラウト	グラウト試験	提出	試験成績表	立会、承諾	
	グラウト注入	提出	注入記録	受理	
桁製作	支保工、型枠	提出	施工計画書	承諾	
緊張	緊張前	提出	緊張計画書	承諾	
	引張装置	提出	試験記録	立会	
	摩擦係数、ヤング係数	提出	試験記録	立会	
	緊張作業	提出	緊張記録	承諾	

※ 承諾：施工会社が申し出た事項について、検討のうえ監督員が同意すること

立会：監督員またはその指示する職員が現場において施工状態を確認すること

## 2.4 現状の維持管理方法

### 2.4.1 鉄道構造物の維持管理の考え方

供用中の鉄道構造物の維持管理は、列車走行に関わる安全の確保ならびに構造物の損傷による第三者への被害を防止することなどを目的として、「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」（平成13年12月25日、国土交通省令第151号）や「鉄道構造物等維持管理標準」（平成19年1月16日、国土交通省鉄道局）（例えば、コンクリート構造物は文献(2.10)による）に基づき、各鉄道事業者が社内規程を設けて実施されている。このうち、鉄道構造物の検査は、目的に応じて検査の実施内容が区分されている。文献(2.10)に示されている鉄道構造物の検査区分に基づき、作成したものを表2-10に示す。これらの検査に基づき確認された鉄道構造物の性能の評価は、「鉄道構造物等維持管理標準」に定められている表2-11に示す健全度の判定区分を標準として行われている。なお、「鉄道構造物等維持管理標準」では、健全度の判定区分は、構造物の特性等を考慮して各鉄道事業者が定めてもよいこととしている。

これら検査区分および健全度の判定区分を踏まえ、鉄道構造物の維持管理は、図2-6に示す手順に基づいて実施されている。検査において、新たに変状が発見された場合や継続的に監視している変状に伸展が見られた場合には、健全度の判定区分、構造物の重要度、列車運行への影響度等を考慮し、措置（監視、補修・補強、使用制限、改築・取替）がとられることとなる。また、検査実施後には、検査区分、検査年月日、変状の内容、健全度判定区分等に関する記録を作成し、保存するよう「鉄道構造物等維持管理標準」に定められている。

表 2-10 鉄道構造物の検査区分<sup>文献(2.10)に基づき作成</sup>

検査区分	検査の目的	検査方法	検査周期
初回検査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 新設構造物および改築・取換を行った構造物の初期の状態を把握することを目的として実施</li> <li>・ 大規模な補修・補強が行われた場合においても必要に応じて実施</li> </ul>	入念な目視を基本，構造物の実状を考慮し，必要に応じて目視以外の方法により実施	供用開始前に実施
全般検査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 変状の有無とその進行性，変状発生箇所の状況を把握することを目的として構造物全般にわたって定期的に実施する検査</li> </ul>	-	-
通常全般検査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 構造物の変状もしくは既変状の進行の有無を的確に把握することを目的として定期的に実施する検査</li> </ul>	目視を基本	2年に1回実施
特別全般検査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 健全度の判定の精度を高めることを目的として，検査精度を高めて実施するもの</li> </ul>	入念な目視のほか，必要に応じて各種の方法による	構造物の特性，環境に応じて設定
個別検査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 全般検査，随時検査の結果，詳細な検査が必要とされた構造物に対して，精度の高い健全度の判定を行うことを目的として実施</li> <li>・ 変状原因の推定，変状の予測，性能項目の照査を行って精度の高い健全度の判定を実施</li> </ul>	変状の実状に即した検査	必要の都度実施
随時検査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 地震や大雨等により，変状の発生もしくはそのおそれのある構造物を抽出することを目的として，必要に応じて実施</li> <li>・ 変状が発見された際に，類似の構造物に対して実施する検査</li> </ul>	目視を基本，構造物の実状を考慮し，必要に応じて目視以外の方法により実施	必要の都度実施

表 2-11 構造物の状態と標準的な健全度の判定区分<sup>(2.10)</sup>

健全度	構造物の状態
A	運転保安，旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運転の確保を脅かす，またはその恐れのある変状等があるもの
AA	運転保安，旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運転の確保を脅かす変状等があり，緊急に措置を必要とするもの
A1	進行している変状等があり，構造物の性能が低下しつつあるもの，または，大雨，出水，地震等により，構造物の性能を失う恐れのあるもの
A2	変状等があり，将来それが構造物の性能を低下させる恐れのあるもの
B	将来，健全度Aになる恐れのある変状等があるもの
C	軽微な変状等があるもの
S	健全なもの

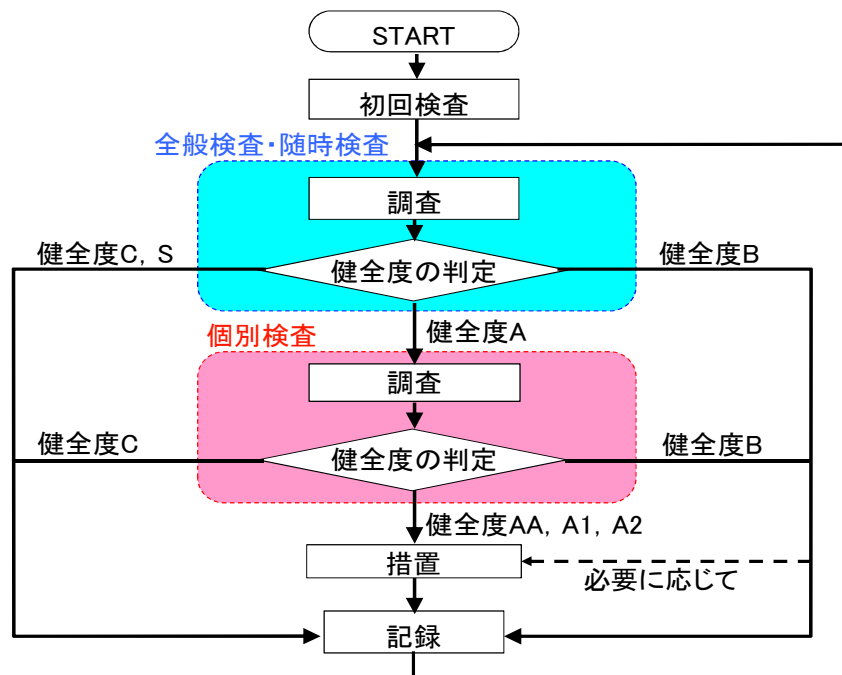


図 2-6 鉄道構造物の維持管理フロー—文献(2.10)に基づき作成

## 2.4.2 山陽新幹線PC桁の維持管理方法

山陽新幹線PC桁では、前項に示した方法に基づく検査が実施されることによって構造物の健全性が確保されている。ここでは、PC桁に関わる検査区分毎の内容について記載する。

### (1) 全般検査

#### 1) 通常全般検査

通常全般検査は、地上からの目視を主体としており、外観検査が主体となる。

PC桁では、ひび割れの発生状況、コンクリートの浮き、支承部周辺の損傷等、およびASRの疑いのあるものについてはその状況等を着眼点としている。なお、地上からの検査となることから、高所の部位については双眼鏡や懐中電灯を用いて検査が実施されている。

#### 2) 特別全般検査

特別全般検査は、検査対象部位に対して近接して検査が実施されることから、一般的に高所作業車を用いた検査となる。

PC桁では、線路直角方向の曲げひび割れに対して特段の注意を払う必要があることから、2.5.3「PC主ケーブルの腐食」で後述しているPCグラウトの充填不足が発生しやすい定着部付近、偏向部付近、支間中央付近に対して入念にひび割れの発生の有無について確認されている。ただし、PC桁では、列車荷重作用時に発生した曲げひび割れは、死荷重状態では閉じている場合があることから、近接からの検査においても発見が困難であることに留意する必要がある。

### (2) 個別検査および詳細調査

個別検査は、構造物の健全度判定の精度を高めるために実施する検査である。全般検査において新たな変状が発見された場合や変状の進行が認められる場合等に対しては個別検査において、より詳細な調査を実施し、あらためて健全度が判定されることとなる。その際、専門的な調査機器が必要となる場合や高度な専門的な技術判断を要する場合には、専門の調査会社において詳細調査が実施されることとなる。

PC桁では、RC桁と比べ作用力に対する抵抗メカニズムが異なることから、PC桁に特有の検査や調査方法が提案され、実施されている。ここでは、過去に山陽新幹線PC桁に対して実績がある、あるいは今後の適用が期待されている調査方法について記載する。

### 1) PCグラウトの充填状況に関する調査

PCグラウトの充填状況を確認する調査手法については、非破壊検査を中心に研究が進められているが、高い精度で全体の充填状況を把握するためには解決すべき課題も多い。これまでから比較的よく活用されている調査方法を表2-12に示す。これらの調査方法には、適用条件や環境上の制約等があることをよく勘案したうえで選定する必要がある。なお、非破壊検査のみを行うのではなく、部分的な微破壊検査と組み合わせて実施することやPCグラウトの充填不足が発生しやすい箇所（後述の図2-11参照）に非破壊検査を適用することで、精度の向上を図ることができる。

表 2-12 PC グラウト充填に関わる調査方法

調査名称	調査方法	欠点	参考文献
コア削孔	PC鋼材位置にコアドリルで削孔した後、各種機器を用いてシース内の状況を直接確認する方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートに穴を削孔しなければならない</li> <li>・その箇所のみでの限定した調査となる</li> </ul>	(2-11)
X線透過法	対象物に放射線を照射し、フィルムを感光することで空隙の有無を判定する方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・測定できる部材厚に制限がある（部材厚350mm程度以下）</li> <li>・立ち入り制限等、試験実施に際しての制約条件がある</li> </ul>	(2-12)
衝撃弾性波法	コンクリート表面に加速度センサーを設置し、その近傍を鋼球で打撃して反射波を受信することで弾性波の反射深さを測定し、シース内部の空隙有無を判定する方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・様々な攪乱因子により精度が低下する（鉄筋からの反射波とシースの反射波の重複等）</li> </ul>	(2-13)
広帯域超音波法	発信と受信の一对の探触子を調査対象シースに沿ってコンクリート表面に設置し、得られた複数の測定波を時系列上で加算した波を受信波とし、グラウト充填状況によりシース反射波の卓越振動数が異なる現象を利用して判定する方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・判定の考え方に不明確な部分がある</li> </ul>	(2-14)

### 2) 残存プレストレスに関する調査

PC桁の残存プレストレスの推定方法に関する調査方法を表2-13に示す。いずれの方法も特殊な調査となることから、計画段階からこれらの手法に精通している専門技術者と事前によく打ち合わせのうえ実施することが肝要である。

表 2-13 残存プレストレスの推定に関わる調査方法

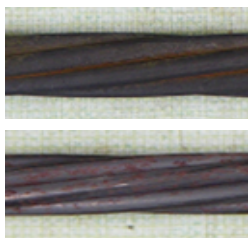




調査名称	調査方法	参考文献
スロットストレス法	コンクリート表面に細長い溝を設ける際に表れるコンクリート表面変位を測定後、フラットジャッキで溝内に荷重を加え、解放前の状態に押し戻す力と表面変位の関係から解放時に生じた変位に相当する作用応力を算出する方法	(2.15) (2.16)
鉄筋切断法	PC桁の鉄筋をはつり出し、ひずみゲージを貼り付けた後、鉄筋を切断して解放されるひずみを計測する手法	(2.17)



### 3) ケーブルの腐食状況等に関する調査

PCグラウトの充填状況の確認をコア削孔で実施した場合には、CCDカメラ等を用いてPC鋼材の表面を観察することで腐食状況等を把握することが可能となる。これまでにPC鋼材の外観状況から健全度を推定する方法が提案されており、例えば、PC鋼素線については土木研究所<sup>(2.18)</sup>、PC鋼より線についてはPostonら<sup>(2.19)</sup>、Trejoら<sup>(2.20)</sup>、近藤ら<sup>(2.21)</sup>によるものがある。これらを踏まえ、現在、山陽新幹線のPC主ケーブル（PC鋼より線）では、表2-14に示す健全度の評価を行っている。

表 2-14 PC 鋼より線の腐食に関する健全度評価の区分

健全度評価	PC鋼材の表面の状況	腐食状況の事例（暴露試験による）	
			暴露試験の環境条件
0	表面に錆びがほとんど生じていないもの、もしくは点錆程度の錆びが生じているもの		水道水浸せき 塩水浸せき 高湿度暴露
I	表面全体に錆びは生じているが、層状の錆びは発生しておらず、表面に凹凸が認められないもの		自然暴露
II	表面に凹凸が確認でき、層状の腐食生成物が点在するもの		塩水噴霧 (30日程度まで)
III	表面に凹凸が確認でき、層状の腐食生成物が表面全体に存在するもの		塩水噴霧 (45日から90日程度)
IV	表面の凹凸が激しく、PC鋼より線のより合わせ部が目視で確認できないもの		塩水噴霧 (180日以上)

### (3) 記録

全般検査や個別検査等の実施後には、変状の内容や健全度の判定区分等に関する記録を保存することとしており、従前、これらの検査記録は、記録紙に記載し保存されてきた。しかし、紙による記録では、例えば、変状が発生した構造物と同種の構造物を選定する場合には、その検索に大幅に時間を要することや記録紙は経年とともに劣化するといった課題があった。また、土木学会等においては、土木構造物の長寿命化を目指して、合理的かつ効率的に維持管理を実施していくといった観点からアセットマネジメントの研究が進められており<sup>(2.22),(2.23)</sup>、これらを踏まえ、橋梁の設備諸元や検査・補修データを一元管理できる橋梁保守管理システムを平成15年度に<sup>(2.24)</sup>、さらに、橋梁、トンネル、土構造物、停車場構造物の一元管理が可能となる土木構造物保守管理システム<sup>(2.25)</sup>を平成22年度に導入した。このうち、橋梁保守管理システムを図2-7に示す。土木構造物保守管理システムでは、線路諸元等（線路勾配や曲線半径等）の一元管理を行っている電子線路平面図システム<sup>(2.26)</sup>と連動させ、線路線形や周辺環境といった観点を構造物の管理に取り込

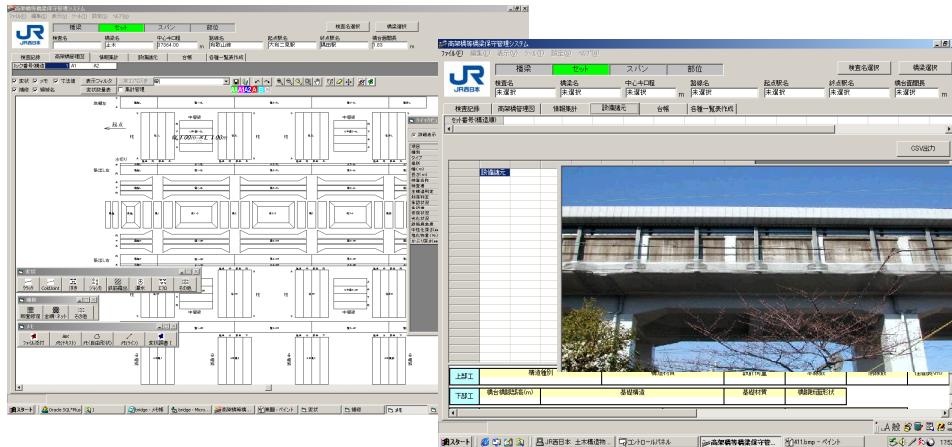


図 2-7 橋梁保守管理システム

むことが可能となる仕組みが構築されている。

また、高架橋やPC桁の管理図については、橋梁保守管理システムでは2次元で管理されているが、さらに、今後は管理図の3次元化やタブレット端末を活用した維持管理ツールの開発を行うなど、更なる効率的な記録方法についての検討が行われているところである<sup>(2.27)</sup>。

## 2.5 変状事例とその原因

山陽新幹線PC桁は、表2-2で示したように水セメント比が小さく、セメント量が多いため、本来は耐久性に富んだ構造物であると考えられる。しかし、PC桁を本格的に採用し始めた初期の構造物には、施工方法や使用材料に起因して耐久性を十分に確保できていないものもある。そのため、山陽新幹線PC桁では、PC桁に特有の変状が確認されているものもある。

本節では、山陽新幹線PC桁に見られる変状事例とその原因について述べる。

### 2.5.1 豆板（ジャンカ）

豆板（ジャンカ）とは、打設されたコンクリートの一部において材料分離が生じ、粗骨材が多く集まってできた空隙をいう。

山陽新幹線PC桁に発生している豆板（ジャンカ）の一例を写真2-1に、また、豆板（ジャンカ）の発生しやすい部位を図2-8<sup>(2.28)</sup>に示す。この図は、綾羅木川第2橋梁（厚狭～新下関間）のコンクリートの設計基準強度が $600\text{kg}/\text{cm}^2$ であったことからPC桁の製作に先立ち、コンクリートの施



写真 2-1 豆板の発生事例

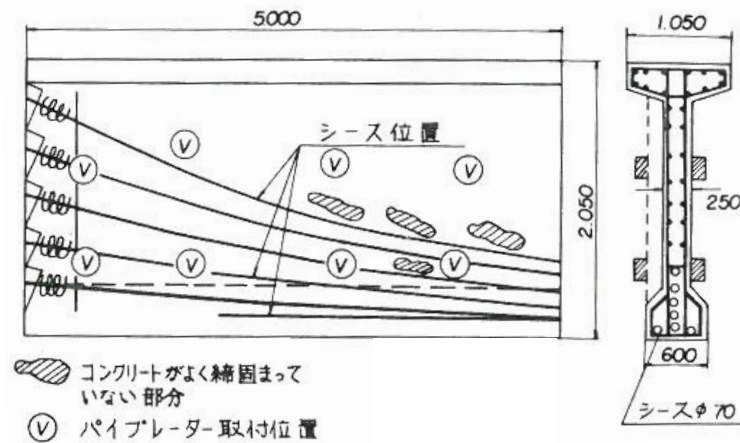


図 2-8 高強度コンクリートの PC 桁に対する打込み試験<sup>(2.28)</sup>

工性能を確認するために、せん断補強鉄筋が過密に配置されている桁端部を対象として試験施工を行った結果から得られた図である。図中の斜線部分のコンクリートがよく締固められていない箇所では豆板（ジャンカ）となる可能性が高く、シースや鉄筋が過密に配置されている箇所は、豆板（ジャンカ）による初期欠陥を潜在的に発生させやすい箇所となる。

### 2.5.2 シースに沿ったひび割れ

山陽新幹線PC桁に発生しているシースに沿ったひび割れの発生状況の一例を写真2-2に示す。このひび割れの原因については、いくつかの要因が考えられる。



写真 2-2 シースに沿ったひび割れ発生状況の一例

ひとつめはASRである。ASRによってコンクリートが膨張すると、無筋コンクリートや鉄筋量の少ないコンクリート構造物では、網の目状または亀甲状のひび割れがコンクリートの内部にまで伸展する。また、軸方向鋼材等によってASRによる膨張が拘束されている場合には、拘束方向に直交するひび割れは発生しにくいので、軸方向鋼材に沿った方向性のあるひび割れが亀甲状のひび割れとともに発生することが多い。PC桁では、シースが膨張を拘束することから、ASRの場合には、シースに沿ったひび割れが発生するものと考えられる。

次に、シースやPC鋼材の腐食が原因で発生するひび割れが挙げられる。近藤らは、シースの腐食が、かぶりコンクリートのひび割れに与える影響について、PCグラウトの充填量をパラメータとした電食実験ならびに数値解析により検討を行い、PCグラウト充填量が多いほど、シース腐食



による腐食ひび割れ幅が大きくなることを示している<sup>(2.29)</sup>。また、PCグラウト充填部と未充填部が存在する場合のシース腐食によるかぶりコンクリートのひび割れは、PCグラウト充填部からの圧力伝播によりPCグラウト未充填部のかぶりコンクリートにひび割れを与える可能性が高いことを鈴木らが電食試験により示している<sup>(2.30)</sup>。

さらに、シース内の空隙に水分が侵入すると、寒冷地あるいは冬季には、凍結膨張圧によってシースに沿ったひび割れが発生する事例が報告されている<sup>(2.31)</sup>。ただし、長谷川が提案している凍害危険度の分布図<sup>(2.32)</sup>によると、山陽新幹線のエリアはいずれも凍害の危険性は低いいため、凍結膨張によるひび割れ発生の可能性は低いと考えられる。

### 2.5.3 PC主ケーブルの腐食

PC主ケーブルは、PC桁のコンクリートに圧縮力を作用させる重要な緊張材である。PC主ケーブルが腐食し、破断に至ってプレストレスが著しく低下すると最悪の場合には、落橋等の重大な事象を招く恐れがある。PC主ケーブルの腐食の事例を写真2-3に示す。PC主ケーブルの腐食は、写真2-4に示すようにシース内へのPCグラウトの充填不足によって発生したシース内の空隙に起因することが多い。



写真 2-3 PC 鋼材表面の腐食状況の一例

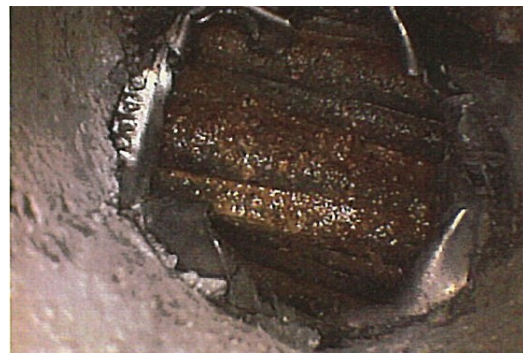
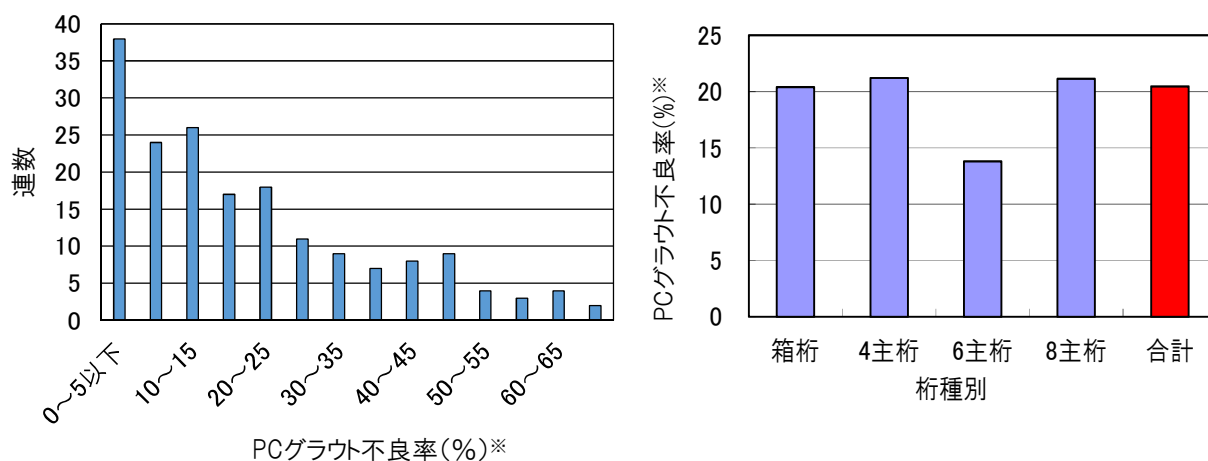


写真 2-4 シース内の PC グラウト充填不足の一例

#### (1) 山陽新幹線PCグラウト充填調査

山陽新幹線PC桁の主ケーブルに対するPCグラウト充填調査の結果の一例を図2-9に示す。この調査は、PC桁の側面からシースに向かってコアドリルを用いて削孔し、シース内のPCグラウト充填状況を目視で確認したものである。調査は167連のPC桁を対象として、14,847箇所での削孔が行われ、PCグラウト充填不足と判定された削孔箇所は3,040箇所（全体の20.5%）であった。図中のPCグラウト不良率とは、PC桁毎の総削孔数に対するPCグラウト充填不足が認められた削孔数の割合を示している。PCグラウト不良率に対する桁の連数を図2-9(a)に示す。PCグラウト不良率が5%以下のものが最も多く20%程度を占めている。ただし、PCグラウト不良率が60%を超えているものも3%程度ある。また、桁種別に対するPCグラウト不良率を図2-9(b)に示す。6主桁のPCグラウト不良率が若干少ないが、いずれもほぼ同様の傾向を示している。

PCグラウトの充填不足が確認された箇所における1シースあたりのPCグラウトの充填不足の長さを図2-10に示す。PCグラウトの充填不足の長さとは、PCグラウト再注入施工時に充填されたPCグラウトの体積をシース断面積から主ケーブル断面積を除いた面積で除したものである。1シースあたりのPCグラウトの充填不足の長さは、1～2m程度が最も多かった。

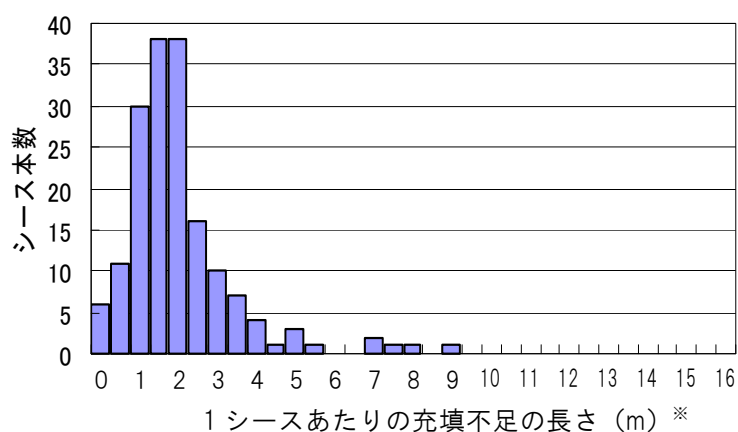


(a) 桁の連数に対する PC グラウト不良率

(b) 桁種別に対する PC グラウト不良率

※ PC グラウト不良率=PC グラウト充填不足削孔数/削孔数

図 2-9 山陽新幹線における PC グラウト不良率の分布



※ 充填不足の長さ:PC グラウト再注入施工時に充填されたPC グラウトの体積をシース断面面積から主ケーブル断面面積を除いた面積で除したもの

図 2-10 PC グラウトの充填不足の長さの分布

## (2) PCグラウト充填不足が発生しやすい箇所とその要因

PCグラウトの充填不足は、山陽新幹線に限らずポストテンション方式PC桁が本格的に採用され始めた1970年代のPC構造物において散見されている。これまでの経験から明らかとなっているPCグラウトの充填不足が多く発生している箇所についての模式図を図2-11に示す<sup>(2,20)</sup>。このような箇所に空隙が生じる原因として、PCグラウトの沈下、ブリーディングによる空隙の発生 (図2-11(a), (b)), シース断面を満たすことなくPCグラウトが流下する先流れ現象 (図2-11(c), (d)), PCグラウト排出口の不適切な設置 (図2-11(b), (d)) 等の要因が挙げられる。

なお、PCグラウトの沈下、ブリーディングによる空隙の発生に対しては、1996年以降、「コンクリート標準示方書」(土木学会) や「PCグラウト施工マニュアル」(プレストレストコンクリート建設業協会) において、従来の膨張性タイプに加え、ノンブリーディングPCグラウト等、非膨張性PCグラウトの仕様について明記されるようになった。また、これらの不具合に伴い、国鉄では、PC桁の上縁定着やPC下路桁の鉛直鋼棒の廃止、およびPCグラウト注入時の定着部への特

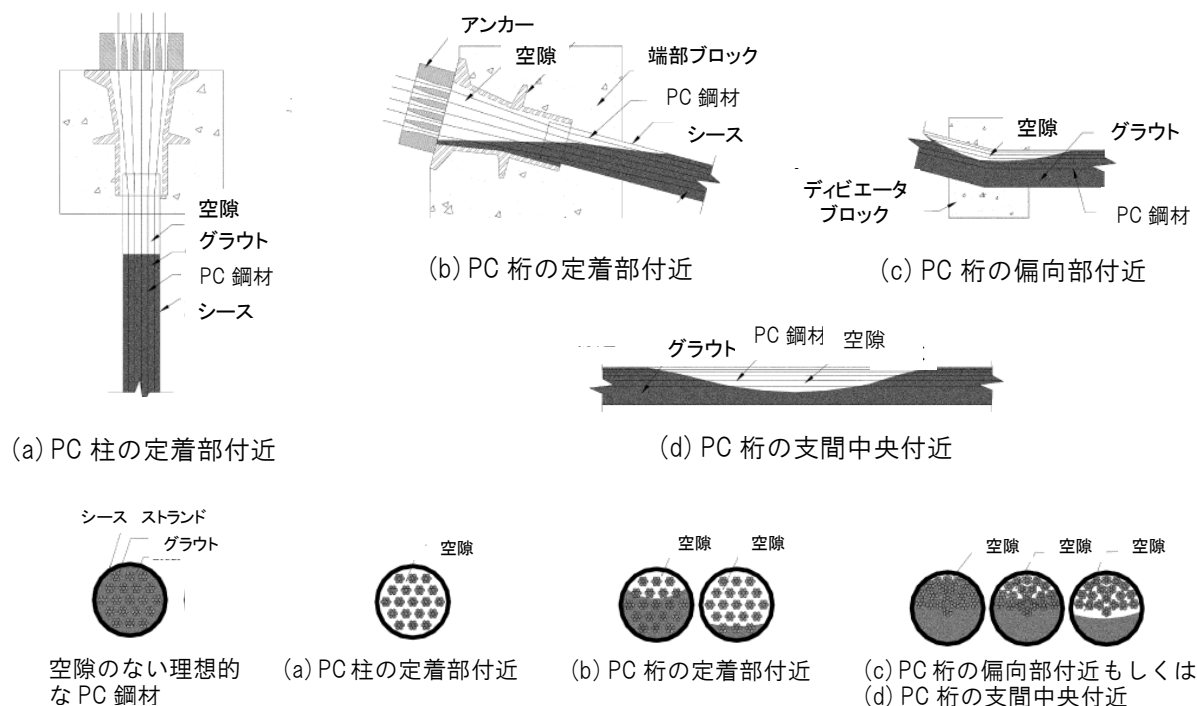


図 2-11 PC グラウトの充填不足が発生しやすい箇所<sup>(2.20)</sup>

殊フィルタの使用<sup>(2.33)</sup>等，PCグラウト内への雨水等の侵入の防止やPCグラウトをシース内に充填するための技術について改善がなされた。

また，増粘剤が含まれていない1970年代当時のPCグラウトに関して傾斜を有するシース内に注入した場合，先端部分の密度が低下する現象が発生することを角田らや大島らが実験で確認している<sup>(2.34),(2.35)</sup>。このうち，角田らはボイコット効果という血液中に存在する赤血球の沈降現象を用いて，密度が低下する現象を説明している。

先流れ現象については，シース内の空隙率，シースの配置角度，PCグラウトの流動性，注入流量の要因に対して，先流れのしやすさとして表2-15のように示されている<sup>(2.36)</sup>。先流れ現象は，様々な要因と関連付けられるため，PCグラウトの施工に際しては，これらの条件を加味して検討することが必要である。

表 2-15 PC グラウトのシース内の流れにおよぼす要因とその傾向

要因	シース内の流れにおよぼす影響		備考
	注入圧力	先流れのしやすさ	
空隙率	小さい程大	大きい程大	空隙率が小さい場合，シース長が長いケーブルへ適用することは困難
シースの配置角度	上り勾配が大きい程大	下り勾配が大きい程大	上り勾配では先流れしない
PCグラウトの流動性	粘性が高い程大	粘性が低い程大	ケーブルが長い場合には，粘性が低い方が注入圧力は大きくなりすぎずに済む
注入流量	多い程大	少ない程大	下り勾配では，注入流量が少なすぎると先流れし易くなる

PCグラウト排出口の不適切な設置については、排出口の設置位置に関してマニュアル化が行われている<sup>(2.36)</sup>。

さらに、上記に述べられていることを再現するために、寺田らは実物大供試体を作成し、山陽新幹線PC桁で使用されたものと同様の膨張型PCグラウト材を注入し、充填不足が発生しやすい部位についての実験を行っている<sup>(2.37)</sup>。その結果、PCグラウトの注入方向に対して下り勾配部の上部で充填不足が生じやすいこと、ブリーディングにより全長にわたって充填不足の箇所が生じる可能性があり、PCグラウトの上側では相対的に圧縮強度が小さくなる可能性があることを示している。なお、PCグラウト充填不足が生じる箇所は、図2-11とほぼ同じ傾向を示している。

また、シース内における空隙箇所のPC鋼材の腐食進行性を確認するために、野島らは、シース内に分割鉄筋を挿入して実構造におけるシース内の状況を模擬し、空隙と発錆の関係について腐食電流量を測定することによって検討を行っている<sup>(2.38)</sup>。この実験結果から、腐食に対して「有害でない残留空隙」の定義を、その大きさに関係なく空隙が乾燥状態に保たれることとしている。この検討結果に基づき、「PCグラウトの設計施工指針」<sup>(2.36)</sup>では、PC鋼材の腐食抵抗性と部材の一体性確保の観点から、空隙がシースリブ部の断面内に収まる程度であれば有害な影響を与える可能性は少ないとしている。

一方、Trejoらや近藤らは、PCグラウト充填部と未充填部の境界部において、局所的にPC鋼材の腐食が進行する可能性があることを指摘している<sup>(2.20),(2.39)</sup>。これより、実構造物の調査では、PCグラウト充填部と空隙部の境界面を発見し、その部分のPC鋼材の腐食状況を確認することが重要であると言える。

### (3) PC鋼材の破断が発生しやすい箇所とそれに伴う破壊形態の推定

PCグラウトの充填不足は、図2-11に示すように定着部付近、偏向部付近、支間中央付近で発生しやすいことから、PC鋼材の腐食に伴う破断は、これらの位置で発生しやすいことが想定される。PC鋼材が定着部付近で破断するとせん断耐力が低下することから、最悪の場合にはせん断破壊することが想定される。PC鋼材が支間中央付近で破断すると曲げによるたわみが増加し、さらに、同位置でPC鋼材の破断が進行すると耐力が低下して曲げひび割れが発生し、たわみが増大することから、最悪の場合には曲げ破壊することが想定される。また、PC鋼材が偏向部付近で破断すると、偏向部が定着部に近い場合にはせん断破壊形態に、支間中央に近い場合には曲げ破壊形態になることが想定される。

#### 2.5.4 横締めPC鋼棒の破断

山陽新幹線PC桁で発生した横締めPC鋼棒の破断事例を写真2-5に示す。過去に山陽新幹線における横締めPC鋼棒が破断した橋梁の詳細調査を行った事例が報告されており<sup>(2.40)</sup>、この調査では、横締めPC鋼棒67本中48本(72%)でPCグラウト充填不足が確認されたことが明らかとなっている。PCグラウト充填不足の原因としては、設計に起因するものとして、PC鋼材とシースの間隔が狭いため確実な施工ができなかったことによるもの、PCグラウト材料に起因するものとして、PCグラウト材料の分離やブリーディング水の蒸発によるもの、施工に起因するものとして、PCグラウト充填の失念および施工確認の不十分さによるものなどが挙げられる。横締めPC鋼棒が破断すると、PC鋼棒に付与されている張力が解放され、定着部の跡埋めコンクリートが飛散することによって第三者に被害を与える可能性がある。著者の経験では、跡埋めコンクリートが数十メートル先まで飛散した事例がある。

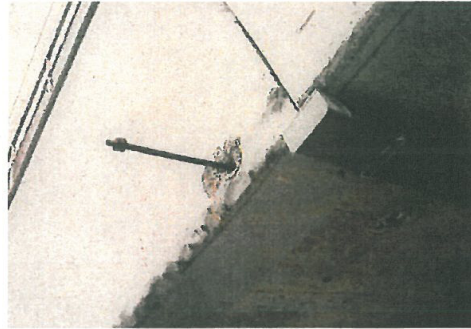


写真 2-5 横締め PC 鋼棒の突出状況の一例

## 2.6 これまでに実施してきた対策

2.5「変状事例とその原因」で示したように、山陽新幹線PC桁の中には変状が既に顕在化しているものもあり、これまでに様々な対策が行われている。本節ではその対策内容について述べる。

### 2.6.1 PC主ケーブルに対するPCグラウト再注入

山陽新幹線PC桁では、開業後間もなくPC主ケーブルに対するPCグラウトの充填不足が認識されはじめ、これまで精力的に調査が行われている。調査の結果、PCグラウト充填不足が確認された箇所については、セメント系材料での再注入が実施されている。

#### (1) 注入方法

PC グラウトの再注入のためのコア削孔位置は、「PC グラウトの再注入等補修マニュアル(案)」(鉄道総合技術研究所)<sup>(2.41)</sup>に基づき、図 2-12 に示すとおり、上縁定着部については桁上縁から桁高の 1/2 の範囲内に、また、端部定着については支点から桁高の 1/2 の範囲内とし、空隙が確認された場合には、PC グラウト再注入を実施することとしている。なお、支間中央付近については、本マニュアルでは調査対象に挙げられていない。支間中央付近は、曲げ耐力に最も影響を与え、コア削孔を行った場合にはその位置でのプレストレスは回復できないことから、非破壊調査によって PC グラウト充填確認を行うことが望ましい。

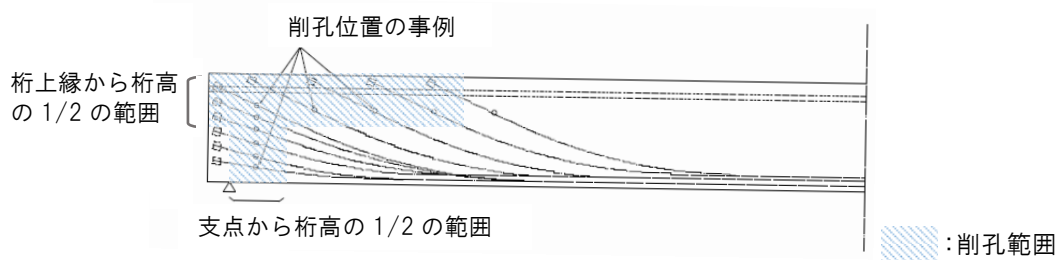


図 2-12 PC グラウト充填確認のための削孔範囲<sup>(2.41)</sup>

注入方法は、上記マニュアルに基づき、一つの再注入孔から注入する手法を標準的な方法としている。この方法は、シース内の残留空気等をシース外に排出させ、PCグラウトの充填性を確保するために、図2-13に示すように再注入孔からPCグラウト充填不足区間の先端まで排気用のホースを挿入し、再注入孔に設置した注入ホースからPCグラウトを再注入するものである。ただし、この方法は、シース内の空隙が小さい場合には、排気ホースをPCグラウト充填不足区間の先端まで到達させることが困難となり、未到達位置において再削孔し、その位置から排気ホースを追加挿入する必要がある。



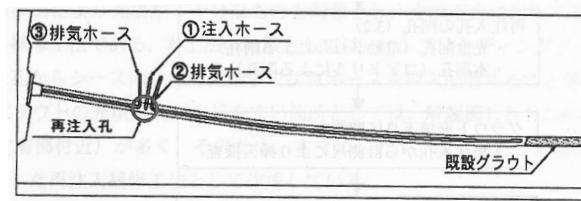


図 2-13 PC グラウト再注入方法<sup>(2.41)</sup>

これ以外の方法として、例えば、真空法を用いたPCグラウト再充填方法<sup>(2.42)</sup>等が検討されている。また、削孔方法についてもウォータージェットを用いた削孔方法<sup>(2.43)</sup>等が検討されており、ACIでは、シース内にPCグラウトを確実に注入するため、真空法や圧入法を励行する旨のレポートが取りまとめられている<sup>(2.44)</sup>。

## (2) 注入材料

PCグラウト再注入に使用する注入材料は、「PCグラウトの再注入等補修マニュアル（案）」に基づきセメント系材料が用いられている。

特に、注入材料は、PC鋼材に有害な影響を与えないもので、ブリーディングを生じないものとしているほか、PCグラウト内の塩化物イオン量は、セメント質量×0.08%以下に規制するよう規定されている。また、PCグラウトの流動性については、シース内の空隙状況に応じて表2-16に示す粘性の材料を用いることとしている。

表 2-16 再注入に用いる PC グラウトの流動

PC鋼材種別		充填度	粘性タイプ※
PCケーブル	12φ7mm 12S12.4mm	未充填	高粘性
		半分程度	低粘性または高粘性
		一部未充填	超低粘性または低粘性
PC鋼棒	φ26mm φ32mm	—	超低粘性または低粘性

※ 高粘性：JP漏斗試験における流下時間で14秒以上のグラウト  
 低粘性：JP漏斗試験における流下時間で6～14秒の範囲のグラウト  
 超低粘性：JP漏斗試験における流下時間で6秒以下の範囲のグラウト

## (3) 品質管理

PCグラウト再注入では、使用する注入材について、再注入の施工開始前に実施する試験練りと、工事期間内の施工毎に実施する日常管理試験を行うこととしている。試験練りに関する品質管理項目を表2-17に、日常管理試験に関する品質管理項目を表2-18に示す。

表 2-17 注入材の品質管理項目（試験練り）

試験項目	試験および試験項目	判定基準	頻度
流動性	JSCE-F531 (JP漏斗)	施工計画書に記載された範囲内	① 工事開始前に1回 ② 使用材料の変更の都度1回 ③ 配合の変更の都度1回
材料分離	JHS420 (傾斜管試験)	ブリーディング水の移動現象の有無	
ブリーディング率	JHS420 (鉛直管試験)	0.3% 以下	
体積変化率		-0.5～0.5%	
圧縮強度	JSCE G531	30N/mm <sup>2</sup> 以上（材齢28日）	
塩化物含有量	試験管もしくは検知管	セメント質量×0.08% 以下	

表 2-18 注入材の品質管理項目（日常管理試験）

試験項目	試験および試験項目	判定基準	頻度
流動性	JSCE-F531 (JP漏斗)	施工計画書に記載された範囲内	① 工事開始前に1回 ② 作業中断後、再開する毎に1回
圧縮強度	JSCE-G531	30N/mm <sup>2</sup> 以上(材齢28日)	① 工事開始前に1回

#### (4) 空隙中におけるPC鋼材の表面状況

PCグラウトに充填不足がある場合には、シース内の空隙の水分の状況や湿度条件によっては、PC鋼材が腐食している可能性がある。腐食したPC鋼材に対しては、PCグラウトを再注入することによる腐食の抑制とともに、PC桁そのものの耐荷力を考慮し、措置を行う必要性がある。






小林らは、40℃、95％R.H.条件下で錆を発生させたPC鋼より線にPCグラウトを注入した後、分極抵抗およびアノード分極曲線によってPCグラウトの注入による腐食抑制の効果を確認している<sup>(2.45)</sup>。その結果、錆が発生したPC鋼より線にPCグラウトを注入した場合には、注入直後は不安定な挙動を示すものの、時間の経過とともに不動態が安定化すると結論を得ている。また、桑原らは、赤錆が発生したPC鋼材、発生した赤錆を除錆したPC鋼材、著しい錆が発生したPC鋼材の3種類に対して、PCグラウトを注入した後に分極抵抗を測定することで、PCグラウト注入効果を確認している<sup>(2.46)</sup>。その結果、著しい錆が生じたPC鋼材の分極抵抗は他の2つと比較して著しく低い分極抵抗値を示したことから、このような条件下ではPCグラウトの注入効果は低いと判断している。この2つの研究事例から、PC鋼材の表面に発生している多少の腐食については、セメント系材料を用いたPCグラウトの再注入により、PC鋼材の腐食が抑制できると推測される。しかし、実務的には、PCグラウト再注入による腐食抑制効果が発揮できるPC鋼材の腐食程度を明らかにすることが重要となる。そこで、近藤らや多田らは、腐食の程度を4種類に変化させたPC鋼材に対してセメント系材料を注入した後、2年間暴露試験を実施し、腐食したPC鋼材に対する腐食抑制効果の検討を行っている<sup>(2.39),(2.47)</sup>。その結果、PC鋼材の表面に層状さびが発生していない程度であれば、セメント系材料を用いたPCグラウト再注入による腐食の抑制効果は高いとの見解を示している。これらの結果から、PCグラウト再注入による腐食の抑制効果、ならびに近藤ら<sup>(2.21)</sup>の実施による腐食したPC鋼材の力学的性質を勘案し、山陽新幹線PC桁では、PC鋼材の表面状態と補修・補強の考え方について、表2-19に示すように規定されている。

なお、著しく腐食したPC鋼材の腐食抑制方法としては、亜硝酸リチウム水溶液の注入や、亜硝酸リチウムをPCグラウト内に混入する方法も提案されており<sup>(2.48),(2.49)</sup>、今後の展開が期待される。

### 2.6.2 横締めPC鋼棒の突出防止対策

2.5.4「横締めPC鋼棒の破断」で示したように、山陽新幹線PC桁では、これまでに、PCグラウトの充填不足箇所へ水や酸素が侵入して横締めPC鋼棒が腐食、破断し、PC鋼棒が突出する事象が発生していた。この事象に対して、床版部の横締めPC鋼棒が破断した場合を想定して設計計算を行ったところ、連続して3本以上が破断しないと、構造上影響を与えることはないとの結果が得られた。これより、山陽新幹線PC桁の横締めPC鋼棒に関する対策は、破断そのものを防止するのではなく、破断によって定着部の跡埋めコンクリートが飛散し、第三者に被害を与えることを防止するための突出防止を主たる目的として実施されている。

表 2-19 PC 鋼より線の腐食に関する健全度評価と措置の例

健全度評価	外観状況	状況	措置※	質量減少率	強度残存率
0		表面に錆がほとんど生じていないもの、もしくは点錆程度の錆が生じているもの	再注入	1%未満	100%
I		表面全体に錆は生じているものの、層状の錆は発生しておらず、かつ表面に凹凸が認められないもの		1%未満	100%
II		表面に凹凸が確認でき、層状の腐食生成物が点在するもの		4%	96%
III		表面に凹凸が確認でき、層状の腐食生成物が表面全体に存在するもの		11%	81%
IV		表面の凹凸が激しく、PC鋼より線のより合わせ部が目視で確認できないもの	補修 (外ケーブル補強等)	29%	64%

※ 措置

- : PCグラウト再注入を実施すると腐食の抑制は期待できるが、既にPC鋼より線の強度が低下していることから、PCグラウト再注入に加え、他の補修あるいは補強を行うことが望ましい状態
- : PCグラウト再注入を実施しても、腐食の抑制は期待できないことから、PCグラウト再注入に加えて、他の補修あるいは補強を行うことが望ましい状態

横締めPC鋼棒突出防止対策に求められる性能は、横締め定着部の跡埋めコンクリートの飛散防止が図れることに加え、横締めPC鋼棒が破断し、突出したことを目視で確認ができ、その後の措置が可能となることである。対策工法は、横締め定着部に帯鋼板を接着し、さらに、その上から連続繊維シートを接着する方法とし、試験を重ねた結果、横締めPC鋼棒が破断した際のひずみエネルギーに関係するPC鋼材の長さや断面積をパラメータとすることで、帯鋼板の厚さと連続繊維シートの積層枚数を算定することが可能となった<sup>(2.50)</sup>。具体的には、横締めPC鋼棒のひずみエネルギーを式(2.1)で算出し、そのひずみエネルギーから表2-20に示す帯鋼板の厚みと連続繊維シートの積層枚数を設定するものである。

$$U = \frac{1}{2} \int \sigma \cdot \varepsilon \cdot dv = \frac{N^2 \cdot L}{2 \cdot A \cdot E} \quad (2.1)$$

ここで、

$U$  : 横締めPC鋼棒のひずみエネルギー (kN・mm)

$N$  : 横締めPC鋼棒の有効プレストレス (kN)

$L$  : 横締めPC鋼棒の長さ (mm)

$A$  : 横締めPC鋼棒の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E$  : 横締めPC鋼棒の弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)

なお、山陽新幹線では、横締めPC鋼棒の破断、突出によって横締め定着部の跡埋めコンクリートが飛散した場合に第三者への被害を与える恐れのある箇所については、全数に対して横締めPC鋼棒突出対策を完了している。

表 2-20 横締め PC 鋼棒突出対策の使用材料

ひずみエネルギー	帯鋼板の厚み	連続繊維シートの積層枚数
5,900kN・mm未満	3.2mm	1層
7,500kN・mm未満		2層
11,500kN・mm未満		3層
11,500kN・mm以上	6.0mm	

### 2.6.3 断面修復工

PC桁は、水セメント比が小さく単位セメント量が多いことから、本来は耐久性に優れており、例えば、文献(2.51)に示す耐久性を揺るがすような大規模なかぶりコンクリートの剥落は発生していない。しかし、2.5「変状事例とその原因」で示すように、シースやせん断補強筋の過密配置に伴い、コンクリートに材料分離が生じて豆板（ジャンカ）等の発生が確認されている。山陽新幹線における高架橋等のRC構造物については、「コンクリート構造物補修の手引き」<sup>(2.52)</sup>に基づき、鉄筋腐食箇所のかぶりコンクリートをはつり落とし、鉄筋のケレン、防錆処理を行った後に主としてポリマーセメントモルタルによって断面修復が行われている。これに対して、PC桁には軸力が導入されていることから、施工範囲における技術的な裏付けがないままにかぶりコンクリートをはつり取ることは、逆に健全性を阻害する恐れがある。そのため、山陽新幹線PC桁については、「プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き（案）[断面修復工法]」（プレストレストコンクリート建設業協会）<sup>(2.53)</sup>に基づき、施工範囲の設定を行っている。しかし、山陽新幹線PC桁のコンクリート表面劣化のほとんどは鉄筋腐食によるものではなく、豆板（ジャンカ）等が大半を占めていることから、はつり範囲およびその深さについては、最小限の範囲となるよう最大の配慮を行いながら施工が行われている。

## 2.7 現行の維持管理における課題

本章では、山陽新幹線PC桁を対象として、設計における特徴、使用材料の規格値、施工管理項目、維持管理に関する規程類や方法、変状事例とその対策等について述べた。

本節では、これらを踏まえて山陽新幹線PC桁の維持管理に関わる課題について述べる。

**第1章 1.1「本研究の背景」**で示したように、PC桁では、PC鋼材が破断し、それに伴ってプレストレスが著しく低下した場合には、耐荷性能に大きな影響を与えることとなる。PC鋼材の破断は、PC鋼材が腐食することによって発生するケースが多く、その腐食は、PCグラウトの充填不足によるシース内の空隙に起因するケースが多い。PCグラウトが充填不足となる要因については、2.5.3「PC主ケーブルの腐食」で示しているとおりであり、山陽新幹線で使用されたPCグラウトと同様のグラウト材を用いた実験<sup>(2.38)</sup>結果からも、山陽新幹線PC桁では、PCグラウト充填不足によって図2-11に示すような空隙がシース内に発生している可能性は高いと考えられる。このことから、山陽新幹線PC桁では、従前からPCグラウトの充填調査およびその結果に基づくPCグラウトの再注入が行われてきている。また、2.4.2「山陽新幹線PC桁の維持管理方法」に示した全般検査等の検査においては、PC鋼材の腐食、破断や定着部に関する劣化等のPC桁に特有の劣化に留意して検査が実施されている。しかし、PC桁の維持管理には下記に示すような課題がある。

### ① PCグラウト充填調査に関わる課題

PCグラウトの充填不足箇所を特定する技術は、表2-12に示したとおりで、非破壊検査を中心に

研究が進められており、適用条件によっては適切にPCグラウトの充填不足箇所を把握することができるが、全体を精度良く捕捉するためには課題も多い。また、主桁本数の多い桁では、桁間が狭隘である等の環境条件も調査を困難にしている要因となっており、現行では、PCグラウトの充填不足箇所を高い精度で把握することは困難であると言える。

## ② PCグラウト再注入に関わる課題

2.6.1「PC主ケーブルに対するPCグラウト再注入」で示したPCグラウト再注入は、PC鋼材の腐食抑制に大きな効果を発揮するが、充填不足箇所全てにおいて精度よく充填できない可能性が考えられる。また、上記に記載したとおり、PCグラウトの充填状況を把握することそのものが困難な状況にあることから、PCグラウト再注入工を実施した場合においても、充填できたか否かを確認することは困難であり、PCグラウトの充填不足箇所が残存する可能性がある。

## ③ PC桁の全般検査等の検査に関わる課題

PC桁では、PC鋼材が破断し、それに伴ってプレストレスが著しく低下した場合には、耐荷性能に大きな影響を与えることとなる。これに対して、2.4.2「山陽新幹線PC桁の維持管理方法」に示したようにPC桁の残存プレストレスを推定する方法があるが、非破壊で測定可能な技術は確立されていない。したがって、全般検査等においては、曲げひび割れの有無やひび割れからの錆汁の発生といった外観変状やPC桁のたわみ等からPC桁の健全性を判断することとなる。このうち、フルプレストレスで設計されているPC桁では、曲げひび割れが発生した時点では、PC鋼材が破断し、プレストレスが低下している可能性が高い。2.5.3「PC主ケーブルの腐食」において示したとおり、PCグラウトの充填不足が発生しやすい箇所は、定着部付近、偏向部付近、支間中央付近であり、これらの箇所では他の箇所と比較してPC鋼材が腐食し、破断に至る可能性が高いことから、全般検査等においては、特にこれらの箇所でのひび割れの発生の有無を重点的に確認する必要がある。しかし、PC桁では、列車荷重作用時に発生した曲げひび割れは、死荷重状態では閉じている場合があり、曲げひび割れを発見するのは非常に困難と考えられる。これより、PC鋼材の破断に伴うプレストレスの低下を把握することは極めて困難な状況にあると言える。

## 【参考文献】

- (2.1) 国土交通省鉄道局：平成22年度鉄道統計年報，電気車研究会，2013.3.29
- (2.2) 日本国有鉄道構造物設計事務所：長崎本線諫早・喜々津間東大川橋りょうPC下路けた調査試験報告書，1983.9
- (2.3) 佐藤康，峯本守：山陽新幹線（新大阪～岡山間）の構造物，コンクリートジャーナル，Vo1.8，No.10，pp.1-8，1970.10
- (2.4) 宮坂慶男：山陽新幹線（岡山-博多間）における PC 橋梁，プレストレストコンクリート，Vol.17，No.3，pp.22-27，1975.6
- (2.5) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，1961.8
- (2.6) 日本国有鉄道構造物設計事務所：プレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準（案）設計編，1965.3，施工編，1965.7
- (2.7) 日本国有鉄道：土木工事標準示方書（施管第164号，昭和44年3月8日）
- (2.8) 日本国有鉄道広島新幹線工事局：山陽新幹線設計施工資料，1974.3
- (2.9) 日本国有鉄道大阪工事局：山陽新幹線 新大阪・岡山間 建設工事誌，1972.6.1
- (2.10) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 コンクリート構造

- 物), 丸善, 2007.1
- (2.11) Randall W. Poston, Karl H. Frank, and Jeffrey S. West : Enduring Strength, Civil Engineering, pp.59-63, 2003.12
- (2.12) 藤井学, 宮川豊章: PC グラウト充填状況の非破壊探査法, 土木学会論文集, 第 402 号/V-10, pp.15-26, 1989.2
- (2.13) 真鍋英規, 葛目和宏, 鎌田敏郎, 木村嘉富: 非破壊調査技術を用いた PC グラウト充てんの評価, コンクリート工学, Vol.49, No.6, pp.18-24, 2011.6
- (2.14) 湯間謙次, 柏原茂, 野村倫一, 廣瀬正行: 広帯域超音波法を用いた PC 構造物のグラウト充填状況確認調査, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, Vol.65, V-224, 2010.9
- (2.15) 浅井洋, 藤田学, Thomas Le Diouron, 宮本則幸: フラットジャッキを併用した応力解放法によるコンクリート部材の現有応力測定, コンクリート工学, Vol.42, No.4, pp.26-32, 2004.4
- (2.16) 出水亨, 高橋洋一, 肥田健一, 神野人志: 応力解放法による残存プレストレス量の推定, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, Vol.60, V-557, pp.1113-1114, 2005.9
- (2.17) 横山和昭, 長田光司, 室井智文, 加藤卓也: 鉄筋切断法による実 PC 桁の残存プレストレス測定に関する方法, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol.13, pp.501-504, 2004.9
- (2.18) 土木研究所: 塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究 (Ⅲ) - 塩害により損傷を受けた PC 鋼材の機械的性質 -, 土木研究所資料, 第 3810 号, 2001.3
- (2.19) Randall W. Poston and Jeffrey S. West : North American Strategies for Monitoring, Maintenance and Repair of Post-tensioning Tendons, Proceedings of the Second Workshop on Durability of post-tensioning tendons, pp.103-122, 2004.10
- (2.20) David Trejo, Radhakrishana G.Pillai, Mary Beth D. Hueste, Kenneth F. Reinschmidt, and Paolo Gardoni: Parameters Influencing Corrosion and Tension Capacity of Post-Tensioning Strands, ACI Material Journal/March-April, pp.144-153, 2009.3
- (2.21) 近藤拓也, 荒巻智, 西井学, 村田一郎, 宮川豊章: 腐食 PC 鋼より線の力学的性質と外観性状について, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.12, pp.81-88, 2012.11
- (2.22) 土木学会編: アセットマネジメント導入への挑戦: 技報堂出版, 2005.11
- (2.23) 阿部允: 実践 土木のアセットマネジメント-「やりくり」で防ぐ社会資本の荒廃, 日経 BP 社, 2006.8
- (2.24) 鈴木秀門, 木村元哉, 御崎哲一, 中山忠雅: RC 高架橋のコンクリート劣化に対応した橋梁保守管理システムの構築, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, Vol.58, V-087, pp.173-174, 2003.9
- (2.25) 瀧浪秀元, 疋田奈緒也, 中山忠雅, 清水智弘: 土木構造物保守管理システム (トンネル、橋梁他) の構築: 土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, Vol.66, VI-228, pp.455-456, 2011.9
- (2.26) 井上雄一郎, 岩橋寛臣: 電子線路平面図システム (GIS) の活用: 日本鉄道施設協会誌, Vol.48, No.3, pp.188-190, 2010.3
- (2.27) 高橋康将, 瀧浪秀元, 御崎哲一, 中山忠雅, 清水智弘, 内田修, 近藤健一: 3D モデルを用いた橋梁展開図作成・管理システムの開発, 鉄道工学シンポジウム論文集第 17 号, 構

- 造工学技術シリーズ No.66, pp.187-194, 2013.7
- (2.28) 日本国有鉄道下関工事局：山陽新幹線工事誌 小瀬川・博多間, 1976.3.31
- (2.29) 近藤拓也, 鈴木佑典, 村田一郎, 宮川豊章：シース腐食がかぶりコンクリートのひび割れに与える影響, 鉄道工学シンポジウム論文集第 17 号, 構造工学技術シリーズ No.66, pp.175-182, 2013.7
- (2.30) 鈴木佑典, 近藤拓也, 高谷哲, 山本貴士, 宮川豊章：軸方向のグラウト充填状況変化がコンクリート表面のひび割れに与える影響, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, Vol.67, V-149, pp.297-298, 2012.9
- (2.31) 佐々木慎一, 堺孝司：グラウト不良により劣化した PC 橋の調査と補修, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.1089-1094, 1996.7
- (2.32) 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案, セメント技術年報, Vol.29, pp.248-253, 1975
- (2.33) 石橋忠良, 中原繁則, 西山佳伸：PC グラウトの配合および注入方式に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.27, No.6, pp.58-69, 1985.11
- (2.34) 角田忍, 岩田卓, 永淵強：PC グラウトの沈下・沈降について, セメント・コンクリート論文集, No.60, pp.185-190, 2006
- (2.35) 大島義信, 木全伯光, 近藤拓也, 宮川豊章：鋼材を有するシース管内に充填されたグラウト先端表面の基本特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.499-504, 2011.7
- (2.36) プレストレストコンクリート工学会：PC グラウトの設計施工指針 - 改定版 -, 2012.12
- (2.37) 寺田典生, 青木圭一, 野島昭二, 宮永憲一, 徳光卓：PC グラウトの充填特性を考慮した点検着目点の検討, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.12, pp.237-242, 2012.11
- (2.38) 野島昭二, 徳光卓, 山田一夫, 宮川豊章：グラウトの空げきが鋼材腐食性に与える影響に関する実験的研究（供試体暴露 3 年半経過後）, プレストレストコンクリート技術協会第 17 回シンポジウム論文集, Vol.17, pp.391-396, 2008.11
- (2.39) 近藤拓也, 村田一郎, 山本貴士, 宮川豊章：グラウト再注入による腐食抑制効果に関する定量的評価, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, Vol.68, V-049, pp.97-98, 2013.9
- (2.40) 桜段勇：PC 鋼材の破断について, 第 15 回建造物検査技術講演会記録, 日本国有鉄道, pp.37-53, 1983.10
- (2.41) 鉄道総合技術研究所：PC グラウトの再注入等補修マニュアル（案）, 2002.8
- (2.42) 野島昭二, 菅野昇孝, 上東泰, 紫桃孝一郎：PC グラウトの補修技術の開発, コンクリート工学, Vol.41, No.11, pp.31-43, 2003.11
- (2.43) 野島昭二, 上東泰, 紫桃孝一郎：PC グラウトの補修技術に関する研究, 日本道路公団試験研究所報告, Vol.41, pp.60-76, 2004.11
- (2.44) Joint ACI-ASCE Committee 423 : Report on Corrosion and Repair of Grouted Multistrand and Bar Tendon Systems, 2010.10
- (2.45) 小林俊秋, 呉承寧：グラウトを充填した PC 鋼材の不動態化に関する実験的検討, プレストレスト技術協会第 12 回シンポジウム論文集, pp.73-76, 2003.10
- (2.46) 桑原大亮, 石井浩司, 関博, 青木圭一：グラウト中に埋設された錆びた PC 鋼材の腐食特

- 性試験, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, Vol.57, V-566, pp.1131-1132, 2002.9
- (2.47) 多田達弥, 近藤拓也, 大島義信, 山本貴士, 宮川豊章: 暴露試験に基づくグラウト再注入による腐食抑制効果に関する検討, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.11, pp.419-424, 2011.10
- (2.48) 福田圭祐, 森川英典, 鴨谷知繁: 亜硝酸リチウムを用いた PC グラウト未充てん部の補修方法の効果に関する検討, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.12, pp.257-264, 2012.11
- (2.49) 鴨谷知繁, 青山敏幸, 石井浩司, 森川英典:  $\text{LiNO}_2$  を用いた PC グラウト再充てんの施工方法に関する提案-実施工を目指して-, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, Vol.12, pp.249-256, 2012.11
- (2.50) 荒木弘祐, 吉田経夫, 三間谷将光: 鋼製の PC 横締め突出防止工の開発, 日本鉄道施設協会誌, Vol.42, No.4, pp.302-304, 2004.4
- (2.51) 垣尾徹, 荒巻智: 山陽新幹線高架橋の維持管理: コンクリート工学, Vol.46, No.9, pp.46-50, 2008.9
- (2.52) 西日本旅客鉄道(株) 鉄道本部施設部: コンクリート構造物補修の手引き, 2001
- (2.53) プレストレストコンクリート建設業協会: プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き (案) [断面修復工法], 2009.9



## 第3章 鉄道 PCI 形桁における内ケーブル破断のモニタリングに関する研究

### 3.1 本章の目的

PC 桁では、コンクリートに圧縮力を与えている PC 鋼材に所要の張力があることが構造体としての機能を果たすための要件である。これに対して PC 桁のプレストレスが低下し、たわみが大きくなるような状態に至ると健全性が損なわれることとなる。プレストレスが低下する原因としては、PC 鋼材の破断、想定外のコンクリートのクリープ、乾燥収縮、PC 鋼材のレラクセーションによるもの等がある。このうち、PC 鋼材の破断は、PC 桁のプレストレスが著しく低下する場合もあり、最悪の事態として落橋に至ることも可能性として考えられる<sup>例えば(3.1)</sup>。この場合、PC 鋼材の付着の有無や破断位置によってプレストレスやたわみの変化量は異なり、PC 鋼材の破断を非破壊でタイムリーに把握するシステムの確立は、重要な課題となっている。

本章では、PC 鋼材の破断を推定するための方法の確立を目的として、実橋梁をモデルとした 1/2 スケールの大型供試体による静的載荷実験を行った。実験では、PC グラウトを充填していない供試体内の PC 鋼材（以下、内ケーブルと表記）の張力を 1 本ずつ解放したうえで静的載荷し、あらかじめ供試体ウェブ側面に設置した補強兼モニタリング用のケーブル（以下、外ケーブルと表記）の張力変動量を外ケーブルに取り付けたセンサで計測することが可能であるかの検証を行った<sup>(3.2),(3.3)</sup>。また、外ケーブル張力モニタリング方式の実務設計のための解析手法の確立を目的として、ファイバー要素を用いた梁にトラス要素でモデル化した外ケーブルを取り付けたモデル（以下、ファイバーモデルと表記）を用いて非線形フレーム解析を行い、実験値およびソリッド要素を用いた 3 次元非線形 FEM 解析値と比較することによってファイバーモデルの妥当性を検証した。さらに、第 2 章で示した PC グラウトの充填不足が生じやすい箇所を踏まえて、支間中央の L/2 点（L：支間）および内ケーブルの偏向部近傍の L/4 点で内ケーブルの張力が部分的に消失した場合の外ケーブルの張力変動に対するモニタリングの有効性について検証した<sup>(3.4)</sup>。

### 3.2 大型供試体による実験

#### 3.2.1 供試体モデル

山陽新幹線の複線ポストテンション方式 PC4 主 I 形桁（桁長 27.72m、桁高 2.5m）をモデルとし、製作や解析の簡便さを考慮して図 3-1 に示す桁長 15.5m、桁高 1.4m の T 形断面の大型供試体を製作した。供試体のプレストレスは、実橋における桁下縁の曲げ応力度の比率に基づき、固定死荷重、付加死荷重、列車荷重による支間中央桁下縁の曲げ応力度の比率が、1.0 : 1.0 : 1.0 となり、かつ、設計荷重作用時（死荷重+列車荷重+衝撃荷重）にコンクリート下縁合成応力度が  $0\text{N/mm}^2$  となることを条件として算定した。その結果、図 3-2 に示すように内ケーブルは 1S17.8 を 8 本配置とし、そのうちの 3 本は実橋を模擬して上縁定着とした。また、外ケーブルは図 3-1 に示すように 2 箇所の偏向部と支間中央部にデビエータを設け、桁の両側面に設置した。コンクリートの設計基準強度は  $40\text{kN/mm}^2$  で実験を行った材令 93 日における強度試験の結果を表 3-1 に、使用した鋼材を表 3-2 に示す。

#### 3.2.2 供試体性能

##### (1) 解析モデル

実験計画を立案するために事前解析を実施した。事前解析の目的は、内ケーブルの張力を 1 本

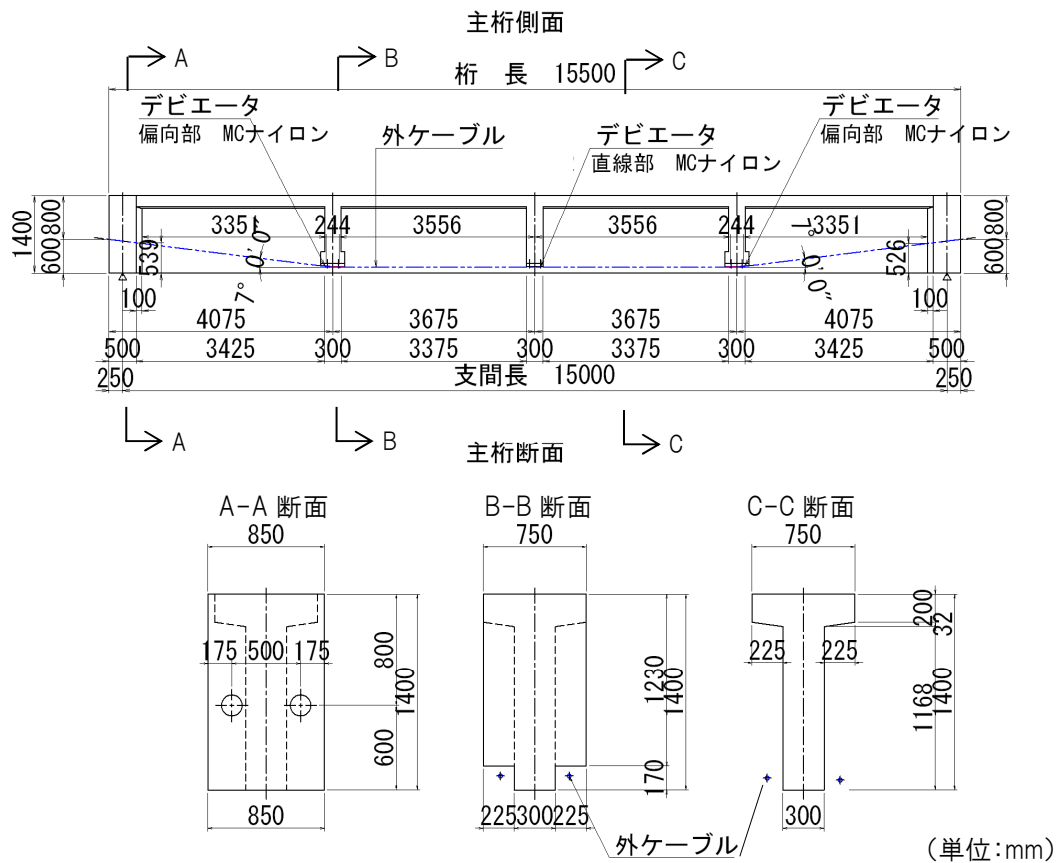


図 3-1 供試体一般図

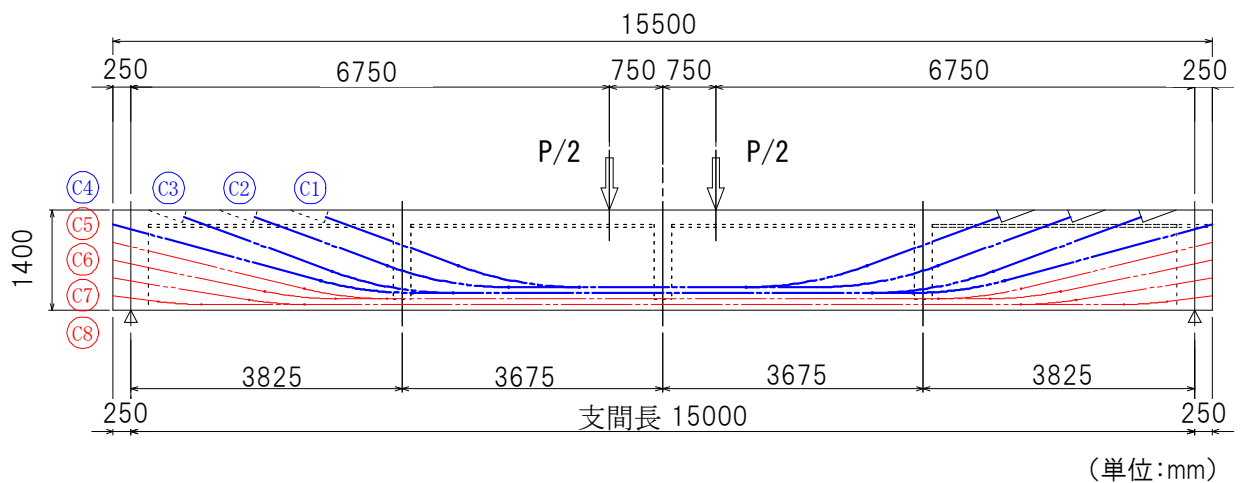


図 3-2 内ケーブル配置図

表 3-1 コンクリートの強度試験結果

圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]	備考
53.0	4.23	34	材齢：93日

表 3-2 供試体の使用鋼材

種 別	使用鋼材	センサ種別※
主鉄筋	SD345 D13	—
スターラップ		—
内ケーブル	SWPR19 1S17.8	—
外ケーブル	SWPR 13φ7	S I
	SWPR7 3S15.2	S II, S III

※ センサ種別は3.2.4参照

ずつ解放した時の供試体の変形状態および外ケーブルの張力変動を把握することである。ひび割れ発生前後での微小な桁の変形を予測するため、事前解析は3次元非線形 FEM 解析とした。FEM 解析プログラムには汎用構造解析プログラム DIANA を用い、コンクリートおよび鋼材の荷重変位曲線については、鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物<sup>(3,5)</sup>（以下、鉄道 RC 標準と表記）に示されているものを用いた。また、材料特性については、コンクリートは設計基準強度（40N/mm<sup>2</sup>）を鋼材の強度は規格値を用いた。

解析モデルは、橋軸方向の対称性を考慮してスパンの1/2とし、内ケーブルの破断のモデル化には、DIANAに設定されている非アクティブ機能（解析上、一部の要素を欠落させる機能）を用いた。この機能では、まず内ケーブルを模擬した埋め込み鉄筋要素に張力が载荷されている状況を考える。内ケーブルの張力を解放した場合、解放した位置の要素を非アクティブとすることによって、非アクティブとなった要素の張力が解放され、その解放力が破断位置の要素に隣接しているアクティブな要素に逆载荷されるものである。なお、実験では、張力を解放する内ケーブルにはPCグラウトを充填していないことから、解析では、張力を解放するケーブル全長にわたって要素を非アクティブとしている。

各部材に用いた要素を表 3-3 に、解析モデル図を図 3-3 に示す。なお、内ケーブルについては、3 次元的な曲線配置となることから埋め込み鉄筋要素を用いた。埋め込み鉄筋要素とは、独立した自由度を持たず、節点位置に依存することなく母要素（コンクリート要素）の任意の位置に鋼材を設定することが可能である。また、母要素と鋼材の付着については、完全付着もしくは全く付着のない状態を設定でき、本解析では完全付着を選定し、埋め込み鉄筋要素のひずみは母要素の変位場から算出した。

表 3-3 構成要素

部材	要素	備考
コンクリート	ソリッド要素	—
内ケーブル	埋め込み鉄筋要素	—
外ケーブル	トラス要素	—
鉄筋	トラス要素	—
定着具	シェル要素	—
コンクリート～偏向部間	梁要素	剛
支承部	梁要素	剛
外ケーブル～偏向部間	バネ要素	—

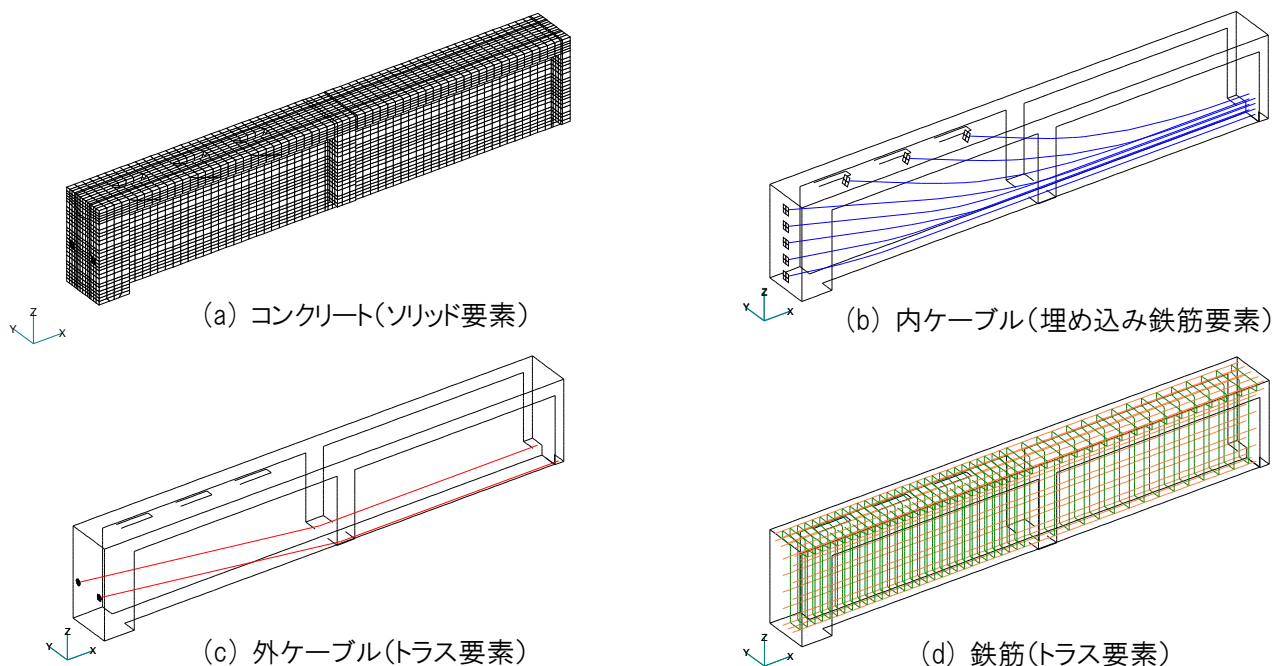


図 3-3 解析モデル(1/2 スパン)

## (2) 解析結果

事前解析による桁のたわみ、外ケーブル張力変動の結果を図 3-4 に示す。内ケーブルの張力解放本数が 4 本（図 3-2 の C5～C8）のとき、死荷重状態で供試体下縁に曲げひび割れが発生し、列車荷重によるたわみが乗り心地から定まる主桁のたわみの限界値 5.4mm ( $\delta=1/2800$ , 1: 支間, 速度 300km/h)<sup>(3,6)</sup>を上回った。死荷重状態の外ケーブルの張力変動は、内ケーブル破断に起因して供試体のたわみが増加することによるものである。死荷重時のたわみと外ケーブルの張力はそれぞれ追従して変動していることが分かる。また、列車荷重による外ケーブルの張力は、曲げひび割れが発生するまではほとんど変化していないが、曲げひび割れ発生に伴い急激に変化する。

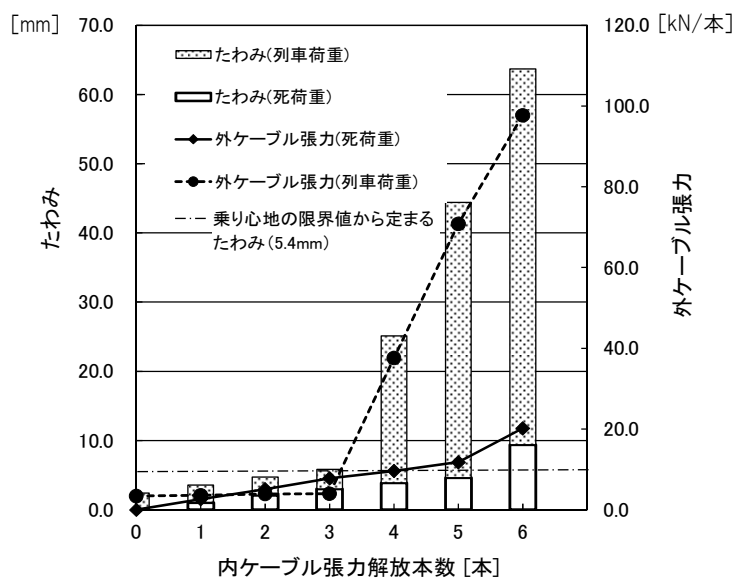


図 3-4 解析結果

載荷実験はステップ 1～3 に区分し、全てのステップを 1 体の供試体を用いて実施した。各ステップにおける内ケーブルの PC グラウト充填状況と外ケーブルの設置の有無を表 3-4 に示す。実験では、内ケーブルの破断は張力を解放することで模擬しており、表 3-4 に示すとおり、張力を解放する内ケーブルには PC グラウトを充填していない。

	内ケーブル PCグラウト	外ケーブル	
		配置	緊張力
ステップ1	全数無し	無し	－
ステップ2	全数無し	有り	$0.1P_u^*$
ステップ3	C1～C4有り	有り	$0.47P_u^*$
	C5～C8無し		

(1) ステップ<sup>o</sup>1

(2) ステップ 2

### (3) ステップ 3

- 41 -

うに外ケーブル張力モニタリング方式を用いた実橋梁において内ケーブルの破断が認められた場合には、外ケーブルを再緊張することによって耐力を回復させることから、実験においても支間中央での耐力を内ケーブルの張力解放前と同等とするために外ケーブルには、あらかじめ内ケーブル4本の解放分に相当する  $0.47 P_u$  の張力を導入した。外ケーブルに設置したセンサはステップ2における実験結果および現場適用性等を考慮して、3種類のセンサから1つのセンサを選定した。

### 3.2.4 センサ

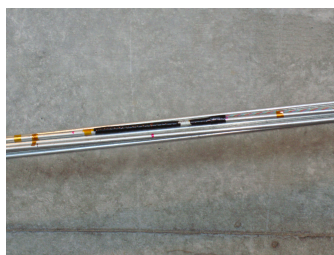
外ケーブルのひずみあるいは張力の計測に使用した3種類のセンサの概要を表3-5に示す。

表 3-5 外ケーブルひずみ・張力計測用センサ

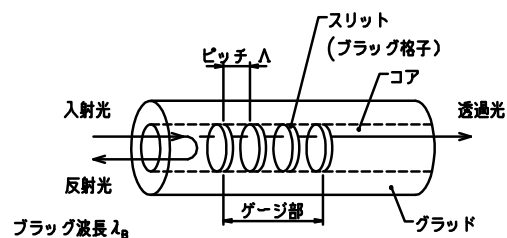
センサ種別	計測手法	計測対象	備考
S I	光ファイバー（FBG型センサ）	ひずみ	図3-6
S II	磁歪法	張力	図3-7
S III			図3-8

#### (1) 光ファイバー（S I）

今回使用した FBG 型センサ（図 3-6）は、光ファイバーのコアの一部にスリットが加工されている。このスリット部は、スリットのピッチに応じた特定の波長成分（ブラッグ波長）のみを反射することができ、反射光の波長の変化を検知することによってひずみを測定し張力を算定するものである<sup>(3.7)</sup>。



(a) センサ写真（実験時）



(b) センサ模式図

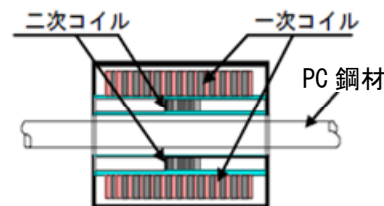
図 3-6 光ファイバー（S I）

#### (2) 磁歪法（S II）

応力を受ける磁性材の磁気特性変化は、応力と温度に依存しており、あらかじめこの応力-磁気特性と温度-磁気特性の関係を測定しておけば、現地で磁気特性値と温度を測定することで応力を算定することができる。S II センサ（図 3-7）では、内部に具備した2種類のコイルと温度計によってこの磁気特性値と温度を測定し張力を算定するものである<sup>(3.8)</sup>。



(a) センサ写真（実験時）

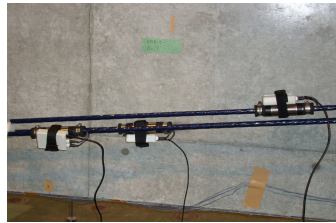


(b) センサ模式図

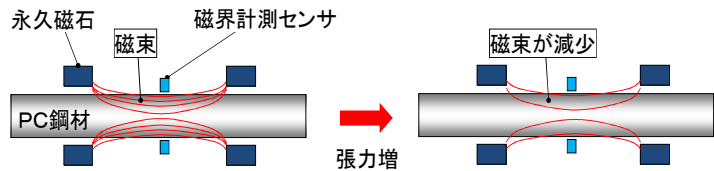
図 3-7 磁歪法（S II）

### (3) 磁歪法 (SⅢ)

応力磁気効果を基本原理としており、計測対象の強磁性体の応力が増加すると、強磁性体の磁束が減少する。SⅢセンサ（図 3-8）では、この変化する PC 鋼材周囲の磁界強さを磁界計測センサで計測することによって張力を算定するものである<sup>(3,9)</sup>。



(a) センサ写真（実験時）



(b) センサ模式図

図 3-8 磁歪法 (SⅢ)

### 3.2.5 測定項目

実験では、桁のたわみ、外ケーブルの張力、コンクリートおよび鉄筋のひずみを計測した。桁のたわみは、高感度変位計で、外ケーブル張力は、表 3-5 に示す 3 種類のセンサとロードセルで計測した。高感度変位計、外ケーブル張力計測用センサおよびロードセルの配置を図 3-9 に示す。なお、3 種類の外ケーブル張力計測用センサのうち、SⅠセンサについては、図 3-9 に示す外ケーブル①に 3 箇所（外ケーブル緊張側桁端部 1 箇所、固定側桁端部 1 箇所、桁中央部 1 箇所）、外ケーブル②に 1 箇所（固定側桁端部）設置し、SⅡセンサ、SⅢセンサについては、外ケーブル②の固定側桁端部 1 箇所に設置した。また、ロードセルについては、固定側桁端部の外ケーブル①、②にそれぞれ 1 箇所設置した。

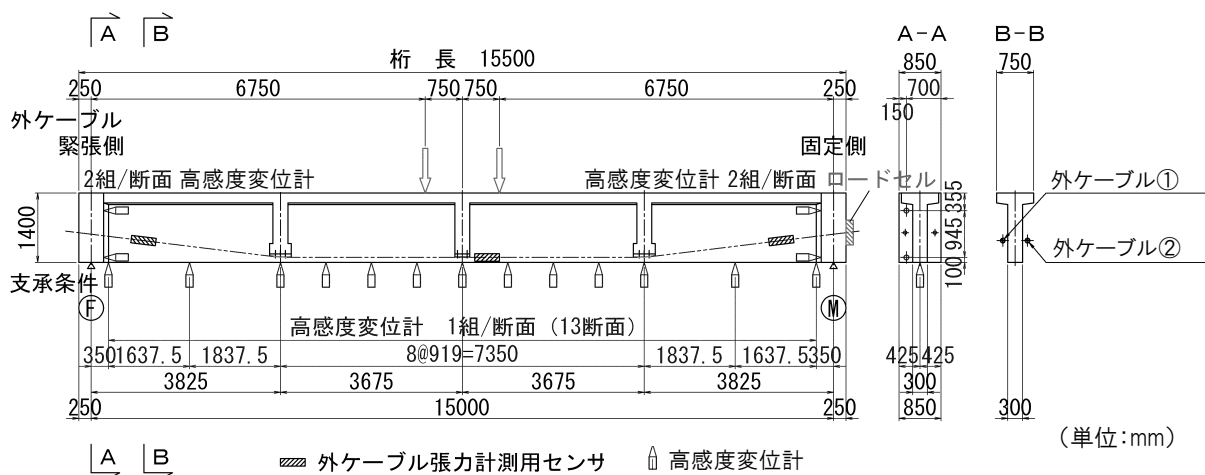


図 3-9 高感度変位計，外ケーブル張力計測用センサ，ロードセルの配置

### 3.2.6 载荷パターン

#### (1) 設計相当荷重

ステップ 1, 2 で载荷する設計相当荷重を表 3-6 に示す。この载荷荷重は、3.2.1「供試体モデ



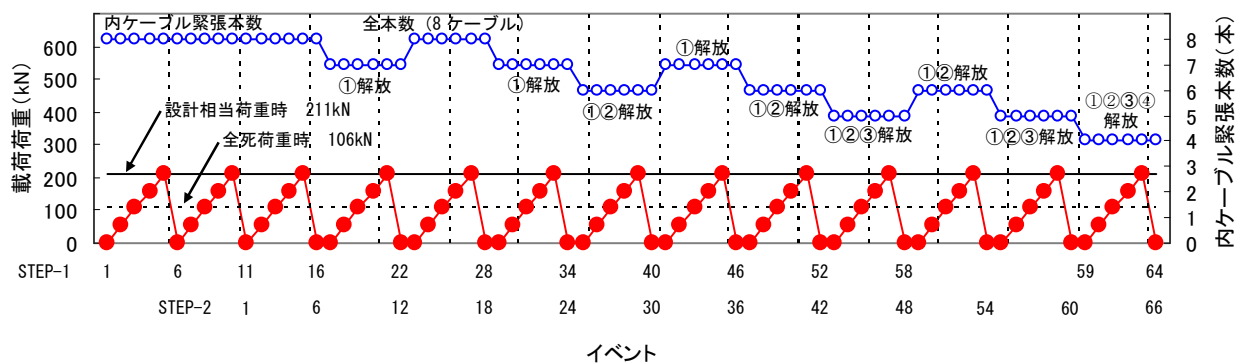
ル」に示す供試体のプレストレスの算定と同様に、実橋における支間中央桁下縁の曲げ応力度の比率に基づき、図 3-2 に示す 2 点で载荷した場合に、固定死荷重、付加死荷重および列車荷重による支間中央の曲げモーメントの比率が 1.0 : 1.0 : 1.0 となる荷重を設計相当荷重とした。

表 3-6 設計相当荷重

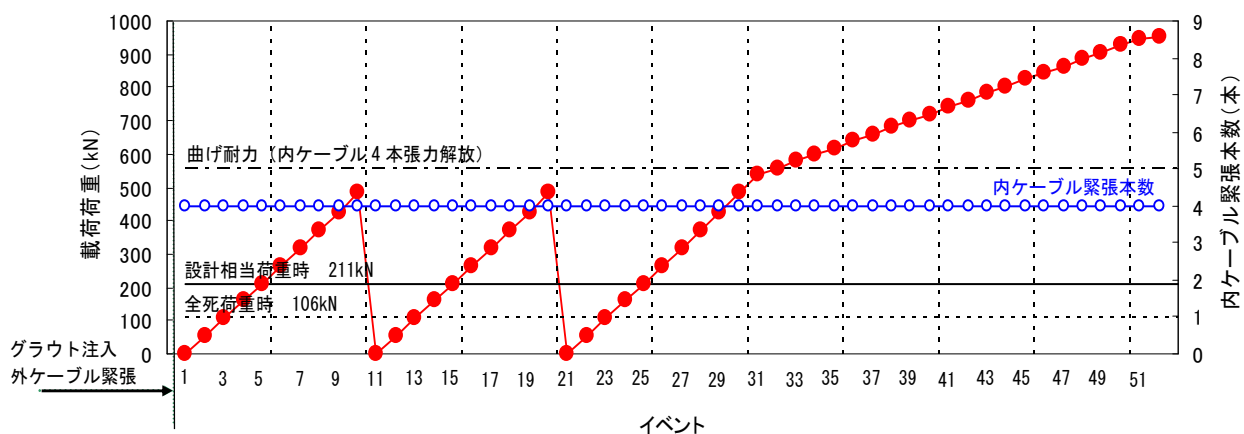
	曲げモーメント (kN・m)	桁下縁の曲げモーメント の比率	設計相当荷重	
			P/2(kN)	P(kN)
固定死荷重	356.4	1.0	—	—
付加死荷重相当	356.4	1.0	106	211
列車荷重相当	356.4	1.0		

## (2) 载荷手順

ステップ 1、ステップ 2 では、図 3-10(a) に示すように、内ケーブルの張力の解放本数ごとに载荷荷重を変化させながら設計相当荷重 211kN（付加死荷重相当＋列車荷重相当）までを载荷し、たわみ（ステップ 1、ステップ 2）と外ケーブルの張力（ステップ 2）を計測した。また、ステップ 3 では、図 3-10(b) に示すように、部材の曲げ破壊を目標として载荷した。



(a) ステップ 1、ステップ 2



(b) ステップ 3

図 3-10 载荷手順

### 3.2.7 実験結果

#### (1) ステップ 1

内ケーブルの張力解放本数とたわみの関係についての実験値と FEM 解析値の比較を図 3-11 に示す。実験において供試体支間中央下面に曲げひび割れが発生（内ケーブル 3 本張力解放，載荷荷重 211kN）するまでは解析値が若干大きいものの，解析値と実験値はほぼ等しい。ただし，曲げひび割れ発生後は，解析値と実験値は大きく乖離する結果となった。

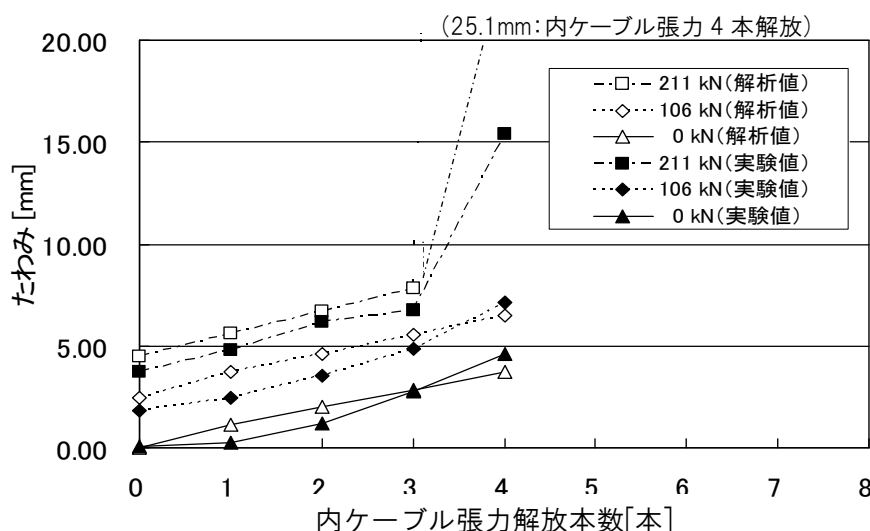
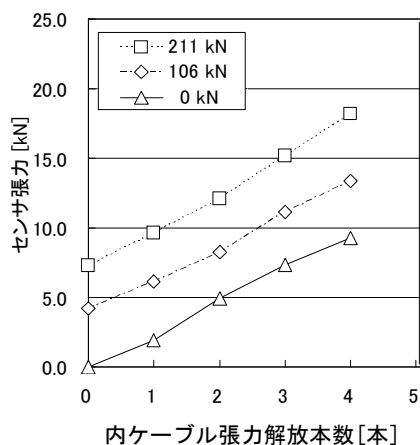


図 3-11 たわみの実験値と解析値の比較（ステップ 1）

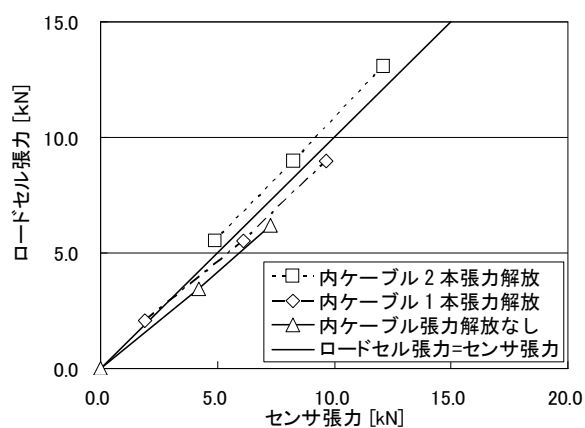
#### (2) ステップ 2

3 種類の外ケーブル張力計測用センサのうち，S I センサについては，図 3-9 に示す 4 箇所を設置していることから，同一の載荷荷重に対するそれぞれのセンサでの外ケーブル張力の計測値（以下，センサ張力と表記）を比較した。その結果，図 3-9 に示す外ケーブル①に設置した 3 箇所（外ケーブル緊張側桁端部，固定側桁端部，桁中央部）のセンサについては，桁中央部のセンサ張力が桁端部のセンサ張力と比較して最大 3.6kN，平均 0.9kN 大きな値を示した。外ケーブル緊張側桁端部と固定側桁端部のセンサ張力では，最大 0.9kN，平均 0.4kN の乖離があった。外ケーブル①，②の固定側桁端部のセンサ張力では，最大 2.2kN，平均 0.7kN の乖離があった。本来，同一の外ケーブルに設置したセンサ張力は同一になるが，桁中央部でのセンサ張力が最も大きくなった理由としては，横桁に設置した偏向部の摩擦による影響と考えられる。また，図 3-5 から内ケーブルの張力の解放が 1 本（C8）または 3 本（C6～C8）の場合には，プレストレスの分布が桁断面の左右で対称にならないことから，固定側桁端部のセンサ張力に乖離があるものと考えられる。

内ケーブルの張力解放本数とセンサ張力の関係を図 3-12(a)，図 3-13(a)，図 3-14(a)に示す。なお，センサ張力は，図 3-9 に示す外ケーブル②の固定側桁端部に設置したセンサでの値を用いている。載荷荷重が 0kN の場合は，内ケーブルの張力の解放により死荷重によってたわみが増加し，それに伴いセンサ張力が増加している。図 3-12(b)，図 3-13(b)，図 3-14(b)は，センサ張力とロードセルで測定した外ケーブル張力（以下，ロードセル張力と表記）を示しており，それらがほぼ一致していることから，S I，S II，S III のいずれのセンサも検知機能は十分あると言える。なお，S III については，温度補正を 1℃単位としていたために実験中の温度変化に追従できなかったことから，ステップ 3 では，温度補正を 0.1℃単位に見直した。

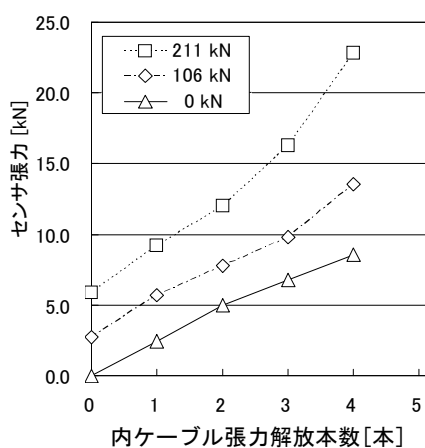


(a) センサ張力測定結果

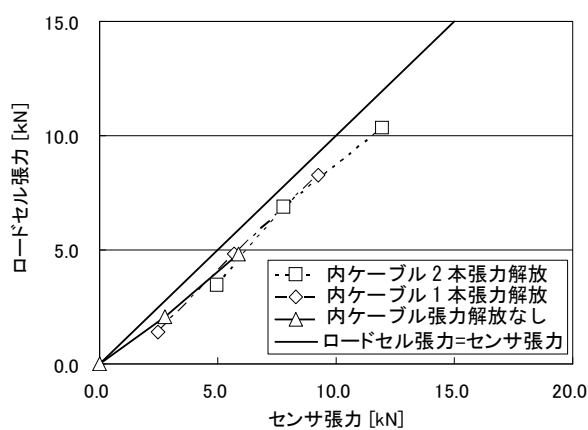


(b) ロードセル張力との比較

図 3-12 SI センサの実験結果 (ステップ 2)

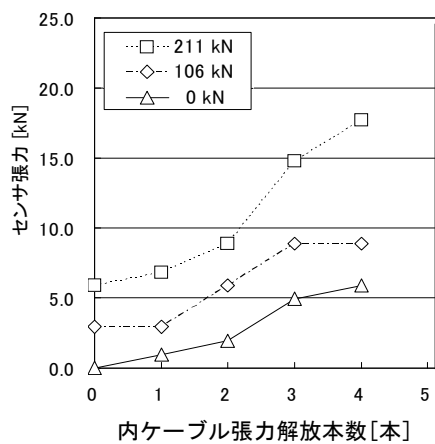


(a) センサ張力測定結果

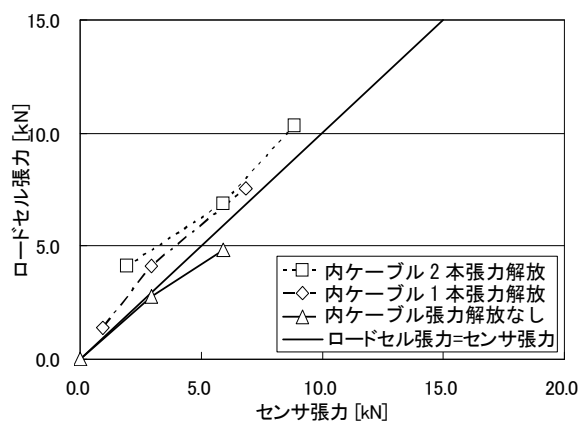


(b) ロードセル張力との比較

図 3-13 SII センサの実験結果 (ステップ 2)



(a) センサ張力測定結果



(b) ロードセル張力との比較

図 3-14 SIII センサの実験結果 (ステップ 2)

### (3) ステップ 3

ステップ 2 の結果より、いずれのセンサもロードセル張力との相関が高く、検知機能に問題はないことから、ステップ 3 で使用するセンサは、設置の容易さ、ランニングコスト等の実橋梁への適用を考慮したうえで、SⅢセンサを選定した。ロードセル張力と SⅢセンサ張力との関係を図 3-15 に示す。これより、最終載荷荷重を列車荷重相当の 9.6 倍 (1014kN) とした場合でも、センサ張力が若干大きいものの、ロードセル張力とセンサ張力はほぼ等しい結果となり、センサの検知機能は十分果たしている。また、内ケーブルの PC グラウトの有無、外ケーブルの設置の有無によるたわみ性状を図 3-16 に示す。設計相当荷重程度では、これらの有無による有意差は見られなかった。

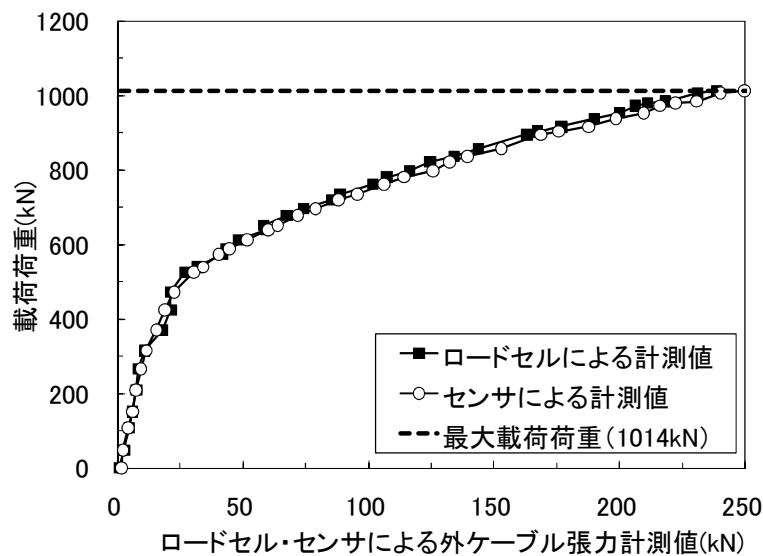


図 3-15 ロードセル張力と SⅢセンサ張力との比較 (ステップ 3)

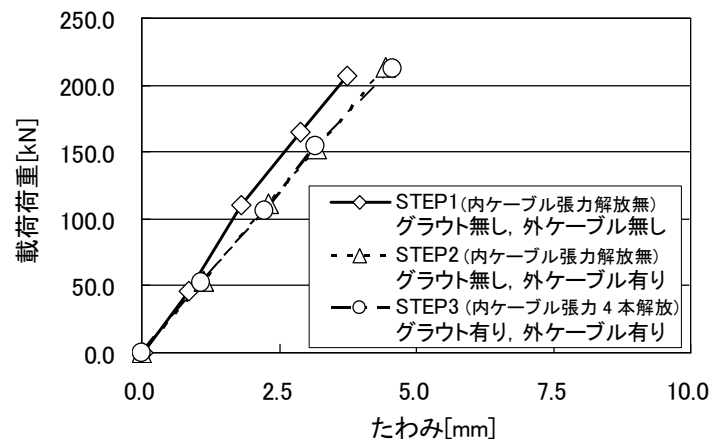


図 3-16 荷重変位曲線の比較

### (4) ひび割れの発生状況

ステップ 1 からステップ 3 におけるひび割れ展開図を図 3-17 に示す。ステップ 1 においては、内ケーブル 3 本張力解放、載荷荷重 211kN (図 3-10(a) イベント 57) で供試体支間中央部下面に

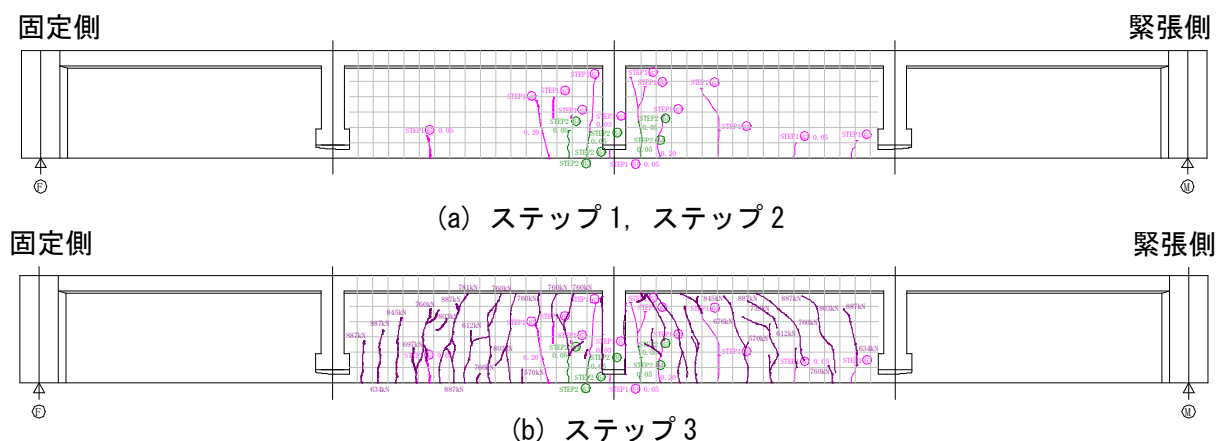


図 3-17 ひび割れ図

幅 0.05mm の曲げひび割れが 1 本発生した。さらに、内ケーブル 4 本張力解放、載荷荷重 150kN（図 3-10(a) イベント 62）で曲げひび割れが供試体ウェブに伸展した。ステップ 2 では曲げひび割れの伸展にほぼ変化はなかった。ステップ 3 では、600kN（列車荷重相当の 5.5 倍）程度から、供試体下面に等間隔で曲げひび割れが発生し、その後ウェブに伸展して、スパン中央上面コンクリートのひずみが 0.22% 程度に達した時に圧壊の兆候が見られたことから載荷を中止した。

### 3.3 外ケーブル張力変動量の簡易計算法

#### 3.3.1 簡易計算法

実務設計への適用を念頭に置き、PC 桁の変位から外ケーブルの張力変動量を計算する方法を検討した。実務設計では、一般に変位法による構造解析等を行って設計断面力を算定することから、荷重による各断面の鉛直変位量（ $\delta$ ）および部材回転角（ $\theta$ ）を得ることができる。それらに基づき、図 3-18 に示す部材変形後の外ケーブル長を幾何学的に算定することができ、式(3.1)より外ケーブル張力の増加量を計算した。なお、変位法とは、支点や節点の変位や部材回転角を未知変数として弾性条件（応力-ひずみ関係）を用いて、支点や節点での力のつり合い条件から未知変数を決定するものである。

$$\Delta f_p = \frac{L_1 - L_0}{L_0} \times A_p E_p \quad (3.1)$$

ここで、 $\Delta f_p$ ：外ケーブルの張力変動量

$L_1$ ：変形後の外ケーブル長

$L_0$ ：変形前の外ケーブル長

$A_p$ ：外ケーブル断面積

$E_p$ ：外ケーブル弾性係数

実験による変位を用いて最小二乗法により供試体の変位曲線を算定し、外ケーブルの定着点および偏向点の部材回転角（曲線の接線角）を求めた。変位曲線には、支間中央を軸として左右対称である等の変位曲線の特性を考慮し、6 次の多項式（ $y=ax^6+bx^4+cx^2$ ）を適用した。

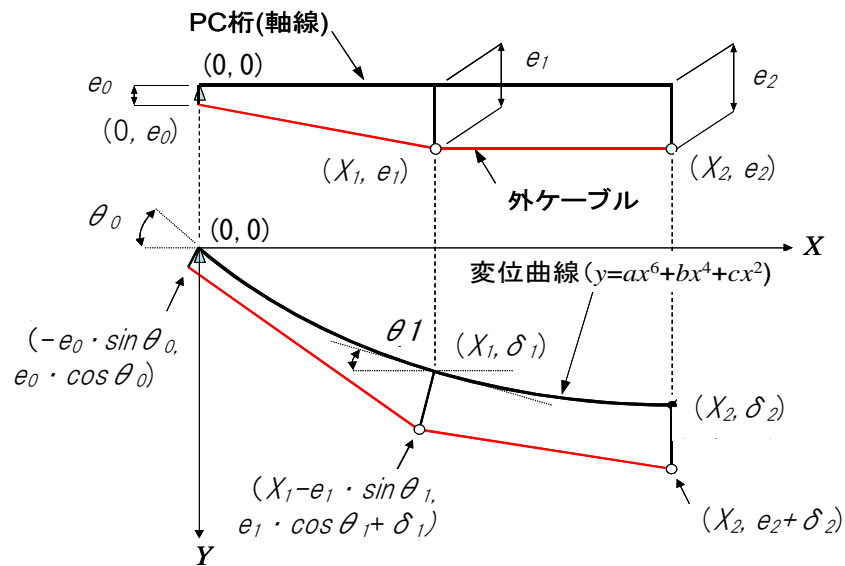


図 3-18 簡易計算法の概念

### 3.3.2 変位曲線

ステップ3の変位曲線の算定結果を図3-19に示す。変位曲線は、設計相当荷重載荷時(211kN)、FEM解析による曲げひび割れ発生時(527kN)、FEM解析による内ケーブル降伏時(762kN)および最大荷重近傍(895kN)の4ケースについて算定した。図3-19より、変位曲線は、全ての載荷荷重レベルで変位の実験値を精度よく近似していることが認められ、6次の多項式の適用は概ね妥当であったと考えられる。

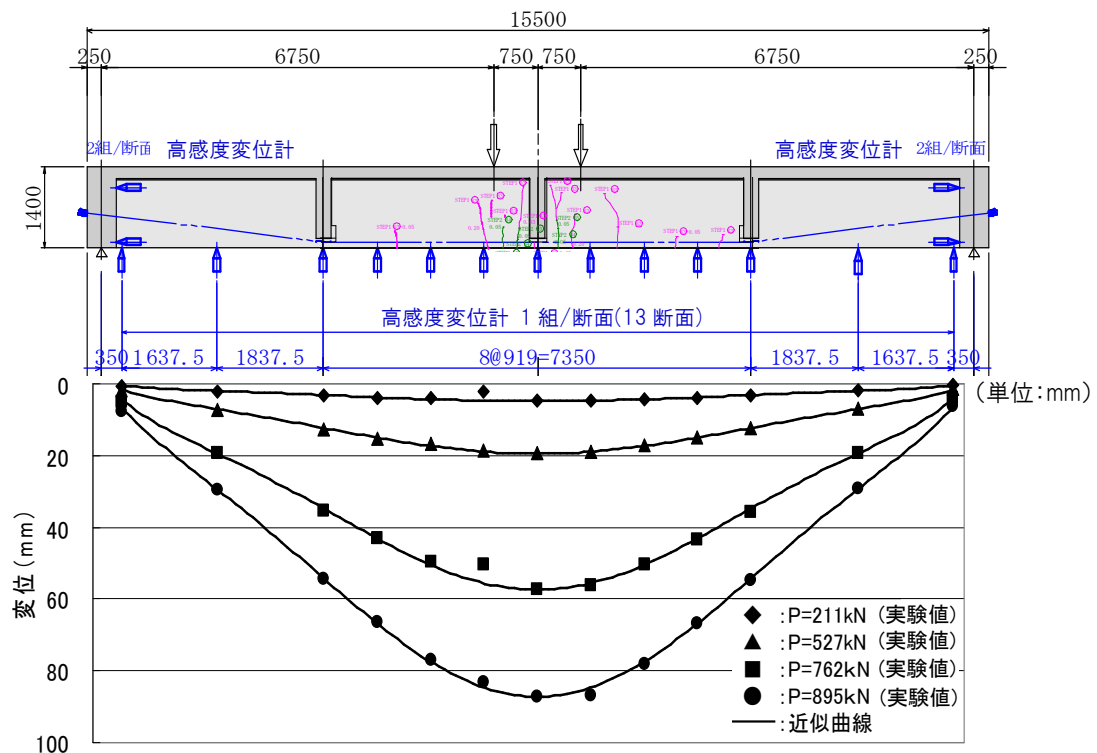


図 3-19 変位曲線

### 3.3.3 外ケーブル張力の計算値

#### (1) ステップ 2

ステップ 2 において、設計相当荷重作用時に曲げひび割れが発生しない内ケーブル 2 本解放時と、曲げひび割れが発生する内ケーブル 4 本解放時について、外ケーブルの張力変動量を計算した。計算結果を表 3-7 に示す。外ケーブルの張力変動量の計算値とロードセルあるいはセンサの実験値との誤差は、曲げひび割れの有無に関わらず、概ね 10% 程度であった。

表 3-7 外ケーブル張力の計算値と実験値の比較（設計相当荷重作用時）

センサ 種別	内ケーブル 張力解放本数	計算値(kN)			実験値(kN)	
			ロードセルとの比較	センサとの比較	ロードセル	センサ
SⅠ	2本解放	11.7	87.0%	101.4%	13.4	11.5
	4本解放	14.0	97.2%	87.5%	14.4	16.0
SⅡ	2本解放	10.6	102.4%	87.9%	10.3	12.0
	4本解放	19.7	97.0%	86.4%	20.3	22.8
SⅢ	2本解放	10.5	102.2%	112.0%	10.3	9.4
	4本解放	19.5	89.9%	106.0%	21.7	18.4

#### (2) ステップ 3

ステップ 3 において、変位曲線を算定した前述の 4 ケース（図 3-19 参照）について、外ケーブルの張力変動量を計算した。計算結果を図 3-20 に示す。載荷荷重の増加とともに外ケーブルの張力変動量の計算値とロードセルによる実験値との誤差は若干大きく、最大荷重近傍ではロードセルによる実験値が 20% 程度計算値を上回る結果となった。図 3-19 では最終荷重近傍においても変位の計算値と実験値がほぼ一致していることから、実験における最終荷重近傍での外ケーブル張力は、変位の増加割合以上に増加していることを示していると考えられる。

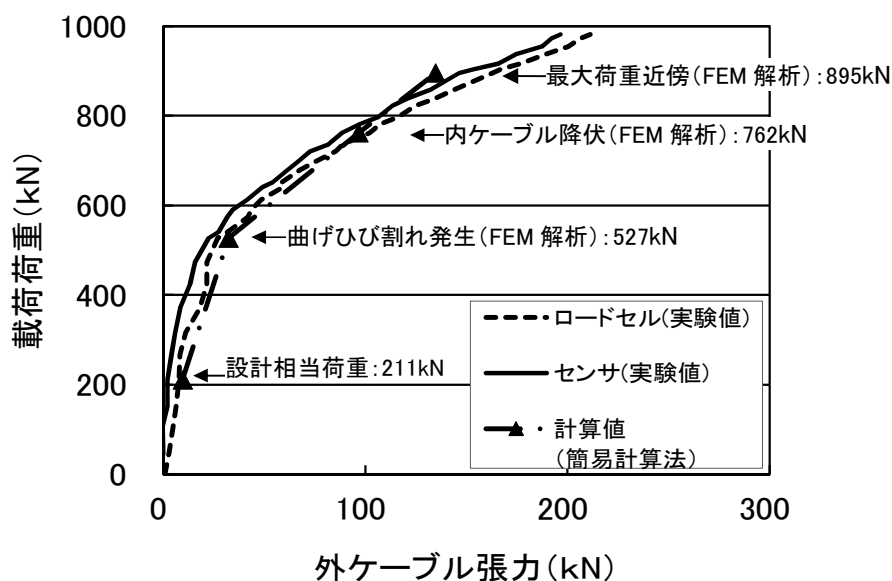


図 3-20 外ケーブル張力算定結果



### 3.4 ファイバーモデルによる解析

3.3「外ケーブル張力変動量の簡易計算法」では、供試体の変位から外ケーブルの張力変動量を計算する簡易な計算手法を検討した。しかし、実際の橋梁は多主桁で構成され、内ケーブルの破断パターンや外ケーブルの設置本数、設置対象となる桁についての検討が必要となること、また、外ケーブル張力モニタリング方式では、外ケーブルの張力を算定する際には平面保持の仮定が適用できないこと等が課題として挙げられる。そこで、設計応答値算定のための解析手法の確立を目的としてファイバーモデルによる非線形フレーム解析を行い、3.2.7「実験結果」に示したステップ3における静的載荷実験の結果および3.2.2(1)「解析モデル」で示したソリッドモデルによる3次元非線形FEM解析値と比較することによりファイバーモデルの妥当性を検証した。

#### 3.4.1 解析手法

外ケーブルを設置したPC桁の終局限界近傍の挙動を把握するためには、コンクリート、鉄筋、PC鋼材の材料非線形性およびコンクリート、外ケーブルの幾何学的非線形性を考慮する必要がある。これより、解析プログラムとして汎用構造解析プログラムDIANAを用いた非線形解析を行った。

#### 3.4.2 解析モデル

ファイバーモデルは、橋軸方向の対称性を考慮してスパンの1/2モデルとし、橋軸方向の接点は750mmピッチ（11分割）、断面分割数は全ての部材で61とした。ファイバーモデルの解析図を図3-21に、橋軸方向の節点図を図3-22に、断面分割図を図3-23に示す。なお、ソリッドモデルでは軸方向鉄筋、せん断補強鉄筋を配置しているが、ファイバーモデルではせん断補強鉄筋を考慮することができない。ファイバーモデルの構成要素を表3-8に示す。ここで、鉄筋および内ケーブルに用いた埋め込み鉄筋要素は、3.2.2(1)「解析モデル」に示したとおりである。

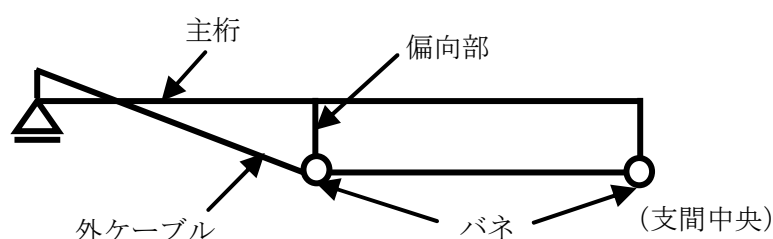


図 3-21 ファイバーモデルの解析図

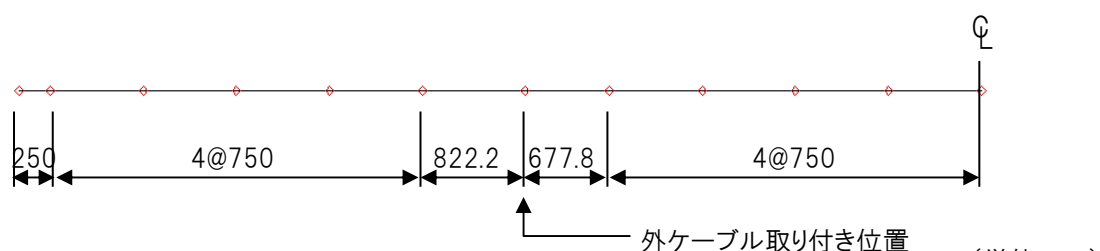


図 3-22 橋軸方向の節点図

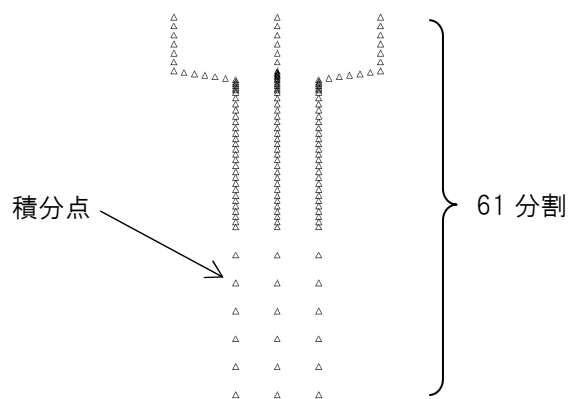


図 3-23 断面分割図

表 3-8 構成要素

部 材	要素	備考
主桁	非線形ファイバー要素	-
内ケーブル	埋め込み鉄筋要素	-
外ケーブル	トラス要素	-
鉄筋	埋め込み鉄筋要素	-
コンクリート～偏向部間	梁要素	剛
外ケーブル～偏向部間	バネ要素	-

### 3.4.3 材料モデル

#### (1) コンクリート

コンクリートの材料特性は、表3-1に示す実験供試体の強度試験値を用いた。

コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係は、鉄道RC標準に基づくモデルとした。コンクリートの引張側の応力-ひずみ関係は、各解析モデルに対して図3-24に示すモデルとした。なお、ステップ3の実験時には、支間中央部下面からウェブに至る曲げひび割れが既に発生していたが、解析における引張応力-ひずみ関係ではこれを考慮していない。

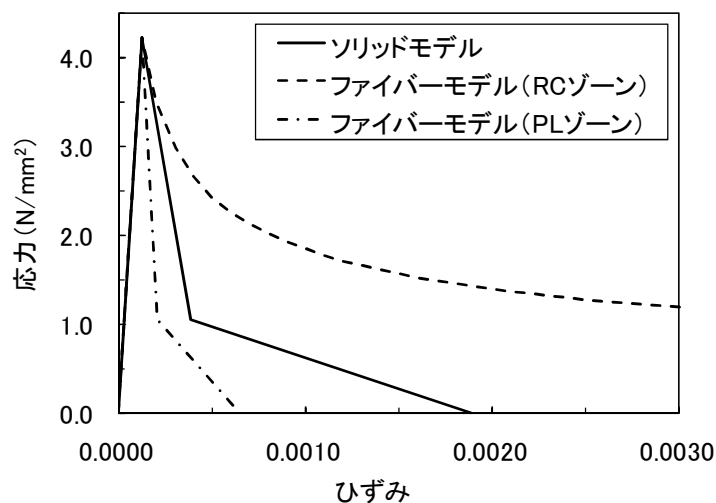


図 3-24 コンクリートの引張応力-ひずみ関係

ソリッドモデルについては、鉄道RC標準に示されている引張軟化特性を適用した。また、ファイバーモデルについては、土木学会コンクリート標準示方書<sup>(3.10)</sup>に基づき、鉄筋の付着が期待できる鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域（以下、RCゾーンと表記）と無筋コンクリート要素でモデル化する領域（以下、PLゾーンと表記）に区分する安<sup>(3.11)</sup>らによるモデルを適用した。このモデルは、RCゾーンにはテンションスティフニング効果を与え、PLゾーンには引張軟化特性を与えるもので、RCゾーンの算定は安らの提案に基づき式(3.2)、式(3.3)を用いた。

$$h_{\max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot d_b \cdot \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \quad (3.2)$$

$$h_e = \frac{n \cdot h_{\max}^2}{b} \quad (3.3)$$

ここで、 $h_{\max}$ ：RCゾーン最大高さ

$d_b$ ：鉄筋径

$f_y$ ：鉄筋の降伏強度

$f_t$ ：コンクリートの引張強度

$h_e$ ：RCゾーン高さ

$n$ ：鉄筋本数

$b$ ：RC桁の部材厚

なお、今回のモデルでは、PC鋼材（内ケーブル）にも付着を考慮した。この場合のPC鋼材の降伏強度には、PC鋼材の降伏強度から導入時のプレストレスを除いた強度を使用した。なお、鉄筋については $h_e=198.7\text{mm}$ （供試体最下段の3本配筋）、 $h_e=132.4\text{mm}$ （2本配筋）、PC鋼材については $h_e=516.5\text{mm}$ となった。このRCゾーン、PLゾーンの設定図を図3-25に示す。

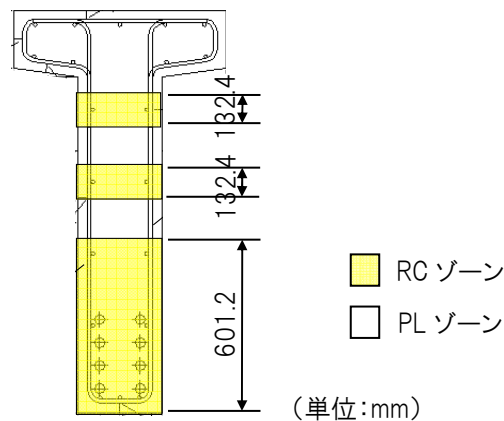


図 3-25 RC ゾーン、PL ゾーン設定図

さらに、RCゾーンに適用する応力-ひずみ関係は岡村-前川のモデル<sup>(3.12)</sup>を、また、PLゾーンに適用する応力-ひずみ関係は、ソリッドモデルと同様に鉄道RC標準に基づくものを用いた。なお、岡村-前川のモデルによるひび割れ発生ひずみ $\varepsilon_o$ は、表3-1の引張強度を弾性係数で除したものとし、ひび割れ発生後の引張応力 $\sigma_t$ と引張ひずみ $\varepsilon_t$ の関係は岡村らの提案に基づく式(3.4)を用いた。

$$\sigma_t = f_t (\varepsilon_o / \varepsilon_t)^{0.4} \quad (3.4)$$

ここで， $f_t$ ：コンクリートの引張強度

## (2) 鉄筋およびPC鋼材

鉄筋（SD345）およびPC鋼材（SWPR7B）の材料特性は，材料係数を1.0とし，降伏強度は規格値を，ヤング係数，ポアソン比は鉄道RC設計に示されるものを用いた。なお，外ケーブルについては実験と同様にあらかじめ $0.47P_u$ の張力を導入した。

鉄筋の応力-ひずみ関係については，鉄道RC標準に示されているバイリニア曲線とし，降伏点以降の第2勾配は初期勾配の1/1000とした。また，PC鋼材の応力-ひずみ関係については，鉄道RC標準によるトリリニア曲線を用いた。

### 3.4.4 解析手順

載荷手法は荷重を増分載荷する漸増載荷解析（プッシュオーバー解析）を用い，実験のステップ3と同様に8本の内ケーブルのうち，図3-5に示す①～④（C5～C8）の4本の張力を解放したケースについて解析を行った。解析の手順を図3-26に示す。

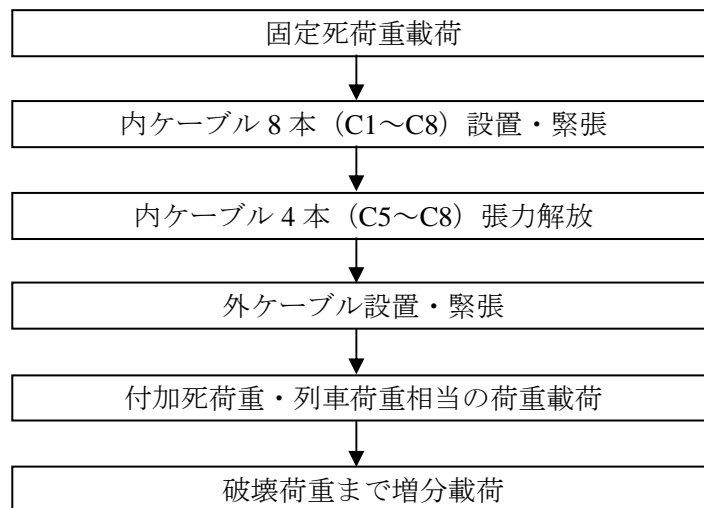
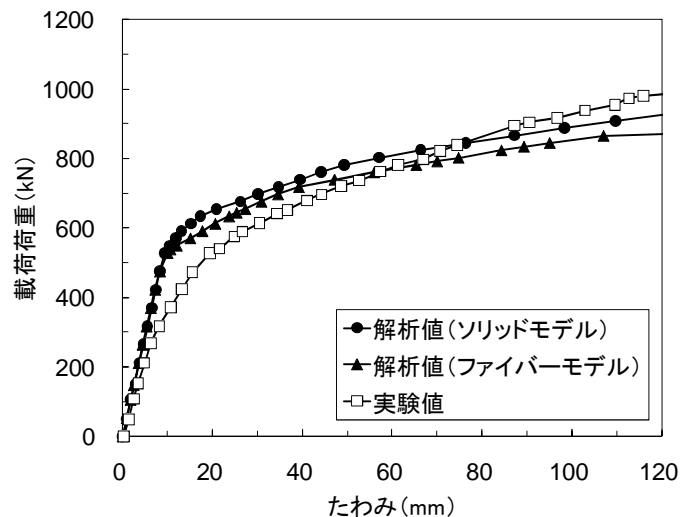


図 3-26 漸増載荷解析（プッシュオーバー解析）の手順

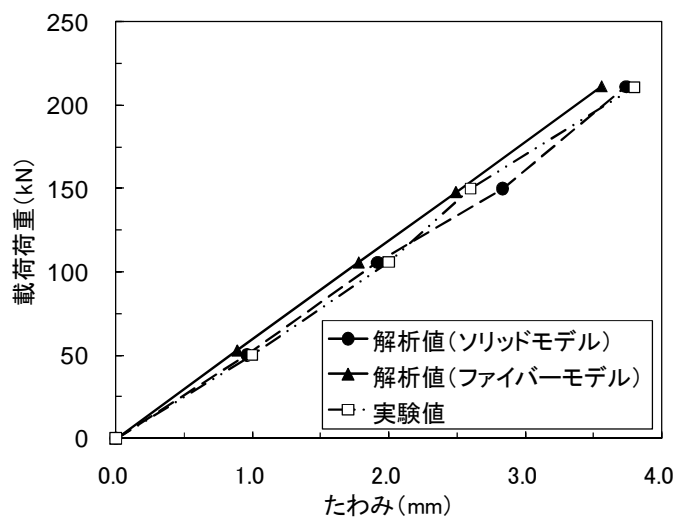
### 3.4.5 解析結果および検証

載荷荷重の増分に伴うたわみの変動量について，ソリッドモデル，ファイバーモデルによる解析値と実験値との比較を図3-27(a)に示す。両解析値と実験値には乖離があるが，これは，載荷荷重が420kN程度までの範囲では，解析モデルにはひび割れは発生していないが，実験では1体の供試体で実施したことから，ステップ3の実験時には支間中央部下面からウェブに至る0.05mm程度の曲げひび割れが既に発生しており，このひび割れの影響によるものと考えられる。なお，ひび割れの影響度合いを確認するために，供試体にひび割れが発生していない実験ケース（ステップ1）について実験値と解析値との比較を行ったところ，図3-27(b)に示すように内ケーブルの張力を解放させずに設計相当荷重（211kN）を載荷しているケースでは，実験によるたわみ値と解析によるたわみ値はよく一致している。

また，ソリッドモデルとファイバーモデルの両解析値の比較では，載荷荷重が500kN程度まではほぼ一致しているが，500kN程度以降においては，同一のたわみ値に対する載荷荷重は最大で概ね7%程度乖離する結果となった。しかし，センサによるモニタリング方式として使用する荷重レベルは設計相当荷重（211kN）近傍であること，ファイバーモデルはソリッドモデルに対して安全側の値を与えていることを考慮すると実務設計の解析モデルとしてファイバーモデルを適用することは妥当であると考えられる。



(a) ステップ 3



(b) ステップ 1

図 3-27 解析値と実験値の比較

### 3.5 内ケーブルの張力を部分的に解放した場合のモニタリングの有効性

ファイバーモデルを用いて，内ケーブルの張力をある点で部分的に解放（以下，部分破断と表記）させたモデルの解析を行い，外ケーブルに設置したセンサによって外ケーブルの張力変動の検知が可能であるかを検証した。

### 3.5.1 解析モデル

解析プログラム、要素分割、構成要素は3.4.1「解析手法」、3.4.2「解析モデル」に示すとおりであるが、3.5.2「材料モデル」に示すとおり、コンクリートの引張応力を鉄道RC標準に基づく曲げひび割れ強度を適用し、RCゾーン、PLゾーンを再設定したことから、図3-23に示すファイバーモデルの断面分割数は49点とした。

内ケーブルの部分破断のモデル化には、3.2.2 (1)「解析モデル」に示すDIANAに設定されている非アクティブ機能（解析上、一部の要素を欠落させる機能）を用いた。

張力を部分的に解放したことによる内ケーブルの定着長は、鉄道RC標準に示されているプレテンション方式PC鋼材の定着の考え方を適用した。これは、PCグラウトが十分に充填されているPC鋼材は付着によって定着され、PC鋼より線の場合、定着長は一般に $65\phi$ （ $\phi$ ：PC鋼材の直径）としてよいというものである。定着長内のプレストレスの分布は、図3-28に示すとおり張力を解放した内ケーブルの端部を0とする二次放物線として与えられ、定着長以上離れた断面ではプレストレスが有効に残留しているものとするものである。ただし、ファイバー要素を用いて定着長のプレストレス分布を考慮して解析を行う場合には、部材長（節点間隔）を短く設定する必要がある、モデル化が煩雑になる。そこで、図3-28に示すように、面積Aおよび面積Bが同等となる区間 $30\phi$ をプレストレスゼロとし、その両端に節点を設定した。なお、節点間隔との兼ね合いから破断長（ $30\phi \times 2$ ）は1250mmとした。また、その他の部材は、プレストレスが有効に残留しているものとしている。

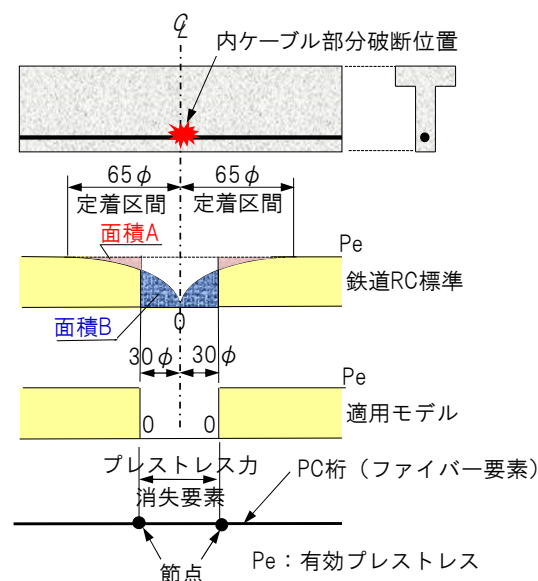


図 3-28 内ケーブルの部分破断の考え方

### 3.5.2 材料モデル

材料モデルは、3.4.3「材料モデル」に示すとおりであるが、コンクリートの引張強度は、表3-1に示す引張強度の試験結果を用いて、部材寸法の影響や乾燥、水和熱の影響を考慮した鉄道RC標準に基づくコンクリートの曲げひび割れ強度式から算出した。外ケーブルについては、3.4.3「材料モデル」ではあらかじめ $0.47P_u$ の張力を導入したがここでは0としている。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、3.4.3 (1)「コンクリート」に示すとおり、圧縮側の応力

-ひずみ関係は、鉄道RC標準に基づくモデルを、また、引張側の応力-ひずみ関係は、RCゾーンにはテンションスティフニング効果を、PLゾーンには引張軟化特性を考慮したモデルを用いた。コンクリートの引張側の応力-ひずみ関係を図3-29に示す。また、鉄筋およびPC鋼材の応力-ひずみ関係は、3.4.3 (2)「鉄筋およびPC鋼材」に示すとおり、いずれも鉄道RC標準によるバイリニア曲線、トリリニア曲線を用いた。

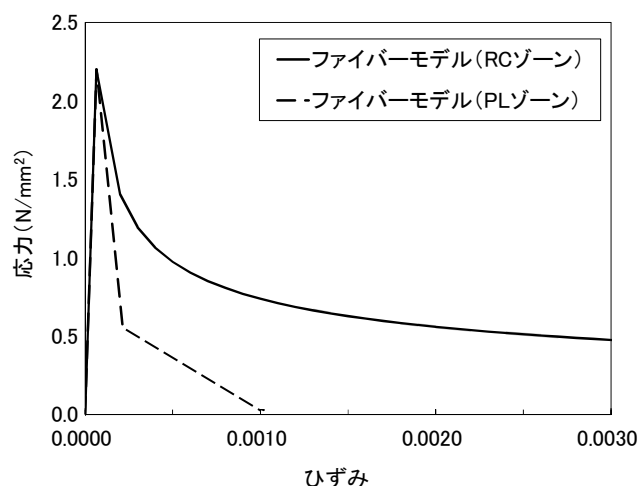


図 3-29 コンクリートの引張応力-ひずみ関係

### 3.5.3 解析手順

荷重方法は3.4.4「解析手順」に示すとおりである。内ケーブルの部分破断本数は、4本（図3-5のC5～C8）、または5本（同図のC4～C8）とした。また、内ケーブルの部分破断位置は、図2-11に示すPCグラウトの充填不足が発生しやすい箇所を考慮して、支間中央のL/2点（L：支間）または内ケーブルの偏向部近傍のL/4点とし、部分破断本数と部分破断位置を組み合わせた4ケースについて解析を行った。L/4点で内ケーブル4本を部分破断させた場合の解析手順を図3-30に示す。

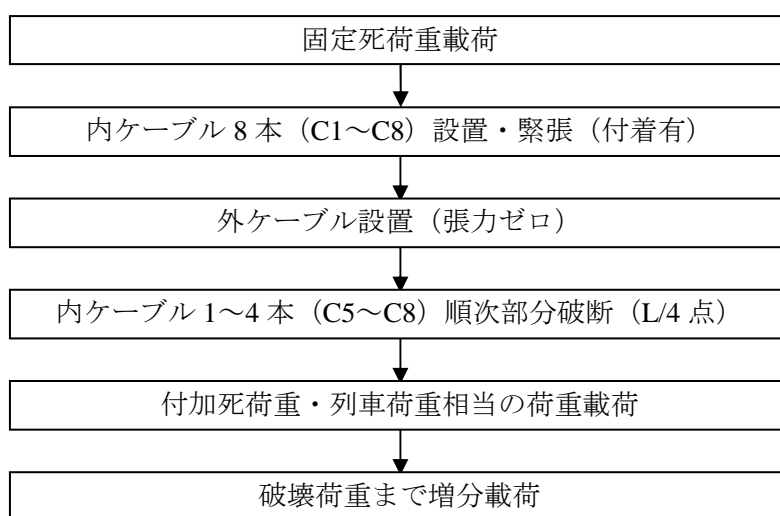


図 3-30 漸増載荷解析（プッシュオーバー解析）の手順  
（L/4 点で内ケーブル 4 本部分破断の場合）



### 3.5.4 解析結果および検証

#### (1) 死荷重作用時の内ケーブル部分破断による外ケーブル張力変動の検知

内ケーブルが部分破断した場合に、死荷重のみが作用している状態で外ケーブルに設置したセンサで外ケーブルの張力変動の検知が可能であるかを検証した。これは、実橋では死荷重状態で内ケーブルが破断するとPC桁のそりに戻りが生じ、これに伴う外ケーブルの張力変動量をセンサで検知するものである。解析結果を図3-31に示す。参考として、供試体実験でのステップ2における死荷重時の外ケーブルの張力変動を示している。

L/2点とL/4点とも、死荷重状態での外ケーブルの張力変動量はほぼ同一の値となっている。これに対して、実験で用いた磁歪法によるSⅢセンサでは、実験で使用したPC鋼材（SWPR7B， $\phi 15.2\text{mm}$ ）において検出可能な外ケーブル張力の最小値は0.2kNである。実験での外ケーブルは、3本鋼より線（3S15.2B）としたことから、外ケーブルの張力が0.6kN（3本 $\times$ 0.2kN）以上となった場合にセンサでの検出が可能となる。図3-31から死荷重状態で外ケーブルの張力が0.6kN以上となるのは、4本の内ケーブルをL/2点またはL/4点で部分破断させた場合である。なお、設計相当荷重（211kN）を載荷した場合に曲げひび割れが発生するのが、L/2点で4本の内ケーブルを部分破断させた場合であることから、曲げひび割れ発生前にセンサで検出可能な値となっている。なお、ファイバーモデルによる解析値と実験値とを比較すると、外ケーブルの張力変動量に大きな差がでている。これは、供試体実験のステップ2では全長にわたり内ケーブルの張力を解放しているが、解析では部分的に張力を解放しており、この差によるものと考えられる。

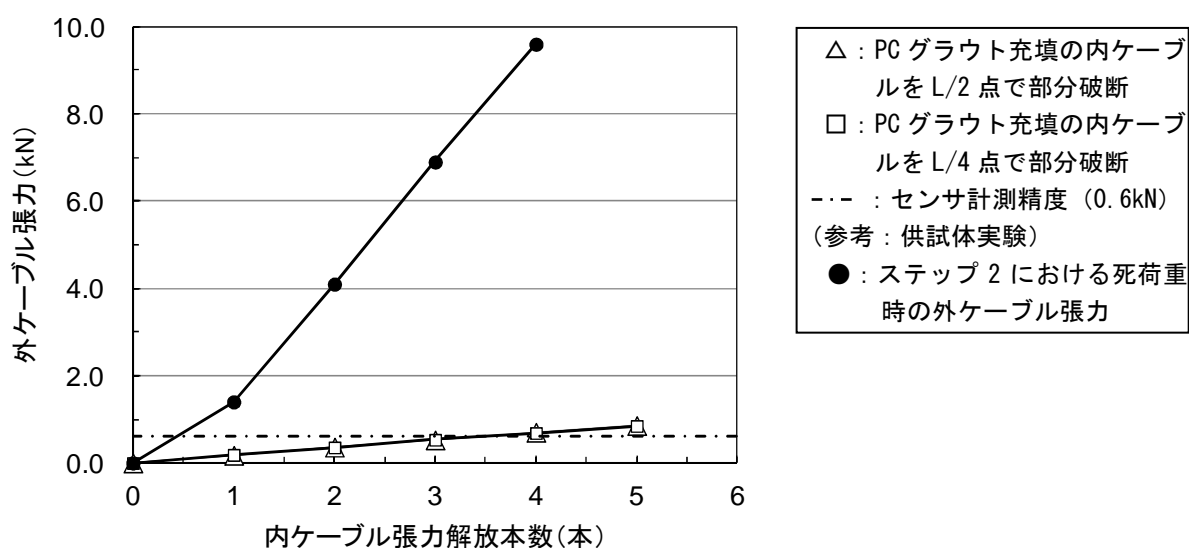


図 3-31 実験，解析での外ケーブルの張力変動（死荷重状態）

#### (2) 列車荷重載荷時の内ケーブル部分破断による外ケーブル張力変動の検知

図3-31に示すように死荷重状態では、内ケーブルの部分破断本数の増加に対して、外ケーブル張力の増加量は小さい。例えば、L/2点で4本の内ケーブルが部分破断した場合の外ケーブルの張力は0.70kNであり、同位置で5本の内ケーブルが部分破断した場合の外ケーブルの張力は0.86kNより、外ケーブルの張力の増加量は0.16kNとなり、0.6kN未満であることから、SⅢセンサでは、内ケーブルの部分破断が増加したことを推定することはできない。そこで、内ケーブルの部分破

断本数が増加した場合に、列車荷重載荷によって外ケーブルの張力変動の検知が可能であるかの検証を行った。

内ケーブル4本あるいは5本が、L/2点またはL/4点で部分破断した場合の載荷荷重に伴う外ケーブルの張力変動を図3-32に示す。図3-32より、内ケーブル4本部分破断と5本部分破断の外ケーブル張力の差が0.6kN以上となるのは、L/2点では148kN、L/4点では201kN載荷時となる。いずれの場合も設計相当荷重（211kN）以下であることから、列車荷重の載荷による外ケーブル張力の経時変化をセンサで計測することにより、内ケーブルの部分破断本数が増加したことを推定することが可能となる。

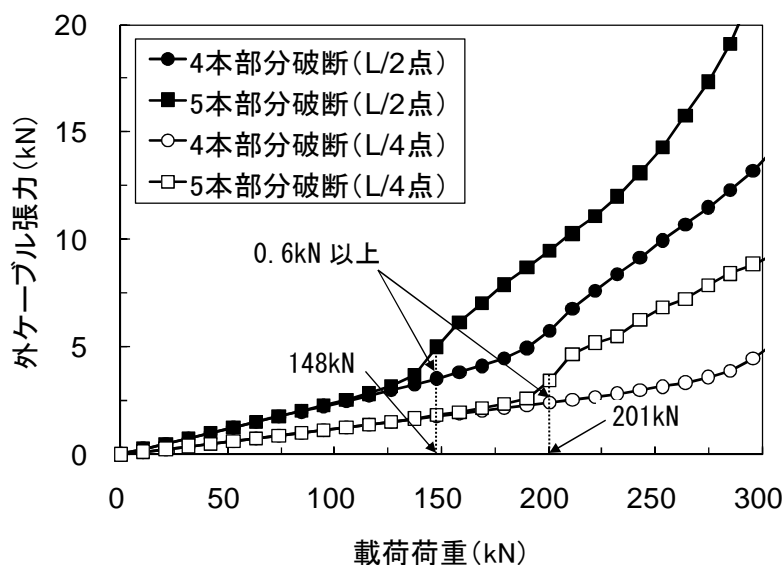


図 3-32 内ケーブルの部分破断における荷重-外ケーブル張力関係

### 3.6 本章の結論

本章では、大型供試体を用いた静的載荷実験を行い、内ケーブルの破断を模擬して張力を1本ずつ解放した場合の外ケーブルの張力変動量を外ケーブルに設置した3種類のセンサで測定することで、内ケーブルが破断した場合の外ケーブルの張力変動の検知の可能性について検証した。また、外ケーブル張力モニタリング方式の実務設計のための解析手法の確立を目的として、ファイバーモデルを用いた非線形フレーム解析を行い、供試体による実験値およびソリッド要素を用いた3次元非線形FEM解析値と比較することによって、解析モデルの妥当性を検証した。さらに、ファイバーモデルを用いて内ケーブルの張力が部分的に消失したケースをモデル化し、外ケーブルに設置したセンサによって外ケーブルの張力変動の検知が可能であるかを検証した。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 実橋梁を模擬した1/2スケールの大型供試体を用いて載荷実験を行った結果、3種類のセンサとも内ケーブルの張力解放に応じて変動する外ケーブルの張力を測定することが可能である。
- 2) 1種類のセンサ（磁歪法）を選定してロードセルで計測した外ケーブルの張力と比較した結果、実験での最大載荷荷重1014kN（列車荷重相当の9.6倍の荷重）でもセンサで測定した外ケーブルの張力は、ロードセルでの張力とほぼ等しい結果となり、センサの測定機能は十分果たしていると言える。

- 3) PC グラウトが充填されていない内ケーブルの破断を張力の解放によって模擬することで発生する外ケーブルの張力変動量は、変位曲線を適切に仮定することによって簡易な計算式で求めることができる。
- 4) ファイバーモデルを用い、材料構成則として、コンクリートの引張応力-ひずみ関係を鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域と無筋コンクリート要素でモデル化する領域に区分する等、適切に設定することで、外ケーブル工法による単純桁の終局時近傍までの挙動をモデル化することができる。
- 5) ファイバーモデルに非アクティブ機能を適用し、内ケーブルの部分的な破断をプレテンション方式による内ケーブルの定着長の考え方を適用してモデル化することで、プレストレスが部分的に消失した PC 桁の外ケーブル張力の算定が可能である。
- 6) 8本の内ケーブルのうち、4本の内ケーブルが  $L/2$  点または  $L/4$  点で部分的に破断した場合に、死荷重状態での外ケーブルの張力がセンサで検出可能な値を超えることがわかった。

#### 【参考文献】

- (3.1) R.J.Woodward, F.W.Williams : Collapse of Ynys-y-Gwas bridge, West Glamorgan, STRUCTURAL ENGINEERING GROUP Proc.Instn Civ.Engrs, Part1, 1988, 84, Aug., pp.635-669
- (3.2) 村田一郎, 大坪正行, 近藤拓也, 森川英典 : PCI 形桁の有効プレストレス変動のモニタリングに関する実験的研究, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.10, pp.273-280, 2010.11
- (3.3) 村田一郎, 野村倫一 : 鋼材破断を模擬した PC 桁の緊張力モニタリング実験, 日本鉄道施設協会誌, Vol.49, pp.48-50, 2011.1
- (3.4) 村田一郎, 大坪正行, 近藤拓也, 田中克弘, 森川英典 : PCI 形桁の有効プレストレス変動に対する外ケーブルモニタリングシステムの有効性に関する解析的研究, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.11, pp.177-184, 2011.11
- (3.5) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4
- (3.6) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限, 丸善, 2006.2
- (3.7) 勝木太, 山下英俊 : 光ファイバを用いた変形計測用センサーコンクリート構造物への適用事例一, コンクリート工学, Vol.40, No.3, pp.3-7, 2002.3
- (3.8) 黒川章二, 羅黄順, Ming.L.Wang, 嶋野慶次 : EM センサを用いた PC 梁緊張材の応力モニタリング実験, 土木学会応用力学論文集, Vol.1, pp.817-826, 2002.8
- (3.9) 木戸俊郎, 及川雅司, 塚田和彦 : 応力磁気効果を利用した PC 鋼材の緊張力測定装置の開発, 資源・素材学会資源・素材 2008 (仙台), pp.207-208, 2008.10
- (3.10) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 丸善出版, 2012.3
- (3.11) Xuehui AN, Koichi Maekawa and Hajime Okamura : Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, J. Materials Conc. Struct., Pavements, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- (3.12) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, pp.36-38, 1991.5

## 第4章 定着部付近での内ケーブルの破断を想定した鉄道PCI形桁のせん断耐力に関する研究

### 4.1 本章の目的

第3章では、実橋梁を模擬した 1/2 縮小モデルの大型供試体を製作し、供試体内の PC 鋼材（以下、内ケーブルと表記）の張力を順次解放し、あらかじめ供試体ウェブ側面に設置した補強兼モニタリング用の PC 鋼材（以下、外ケーブルと表記）の張力の変化量を外ケーブルに設置したセンサでモニタリングすることによって、PC 桁のプレストレスの変動が把握できることが分かった<sup>(4.1),(4.2)</sup>。また、ファイバー要素を用いた梁に外ケーブルを取り付けたモデル（以下、ファイバーモデルと表記）による非線形フレーム解析によって外ケーブル工法による単純桁の終局時近傍までの挙動をモデル化でき、さらに、内ケーブルの張力を部分的に消失（以下、部分破断と表記）させたモデル化に汎用構造用解析プログラム DIANA に用意されている非アクティブ機能を適用することによって、たわみ、外ケーブル張力の算定が可能であることを確認した<sup>(4.3)</sup>。このモデルを用いて、図 2-11 に示す PC グラウトの充填不足が発生しやすい箇所を考慮して、支間中央の L/2 点（L：支間）または内ケーブルの偏向部近傍の L/4 点で内ケーブルを部分破断させたケースについて、センサで外ケーブルの張力変動の検知が可能であることを検証したところ、8 本の内ケーブルのうち、4 本の内ケーブルが L/2 点または L/4 点で部分的に破断した場合に、死荷重状態での外ケーブルの張力がセンサで検出可能な値を超えることがわかった。

一方、図 2-11 では、PC グラウトの充填不足が発生しやすい箇所として、定着部付近が示されている。しかし、内ケーブルが定着部付近で破断した場合には、曲げによるたわみが小さく、外ケーブル張力モニタリング方式では内ケーブルの破断の推定が困難であると想定される。この場合には、別途の補強方法等を検討する必要があるが、定着部付近で内ケーブルが破断した PC 桁のせん断耐力を評価した研究事例はなく、合理的に補強を行うためには、このような状況でのせん断耐力を検証、評価する必要がある。

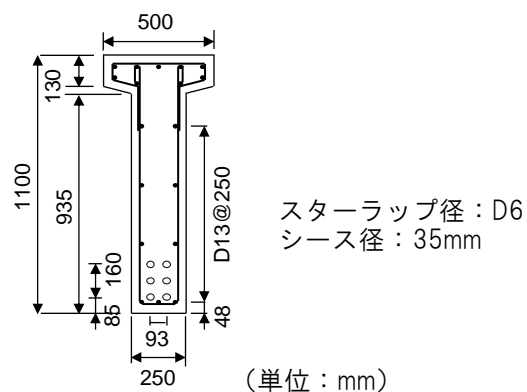
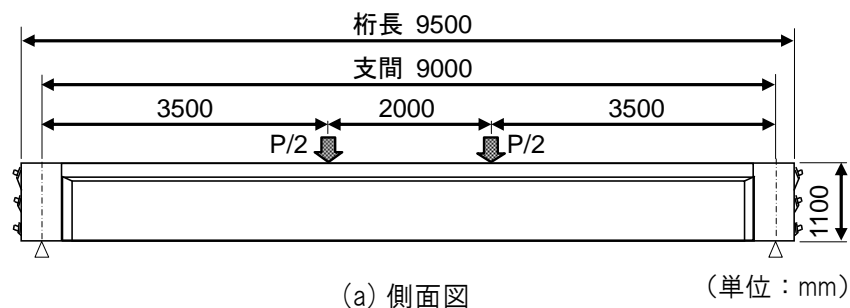
本章では、内ケーブルが定着部付近で破断した実橋梁をモデルとした大型供試体を製作し、内ケーブルの張力を定着部付近で解放した場合の耐荷性状、破壊性状を把握した。また、供試体は支点部付近でせん断破壊する設計としたが、載荷実験の結果、内ケーブルの張力を解放していない状況での設計計算によるせん断耐力以上の耐力を有する結果となったことから、3 次元非線形 FEM 解析によってせん断性状を検証するとともに、諸外国におけるせん断耐力算定式との比較、検証を行った。

### 4.2 大型供試体による実験

#### 4.2.1 供試体モデル

供試体は、山陽新幹線複線ポストテンション方式 PC4 主 I 形桁（支間 26.92m、桁高 2.2m）をモデルとした。供試体一般図を図 4-1 に、供試体全景を写真 4-1 に示す。供試体の形状は、製作や解析の簡便さを考慮して T 形断面とし、桁高は実橋の 1/2 の 1.1m に設定した。支間は、せん断耐力に着目することから、せん断スパン  $a$  と有効高さ  $d$  の比である  $a/d$ （以下、せん断スパン比と表記）は概ね 3.5 となるように実橋の 1/3 の 9.0m とした。これは、せん断スパン比が概ね 2.5 以下のディープビーム構造ではストラット-タイが形成されることによってコンクリートのせん断耐力が増加すること、また、せん断スパン比が概ね 5.5 以上では曲げ破壊形態となることに

よるものである。供試体のプレストレスは、実橋における支間中央桁下縁の曲げ応力度の比率（固定死荷重：付加死荷重：列車荷重=1.0：1.4：1.4）に基づき、付加死荷重および列車荷重による支間中央の曲げモーメントが固定死荷重による曲げモーメントの 2.8 倍となり、かつ、設計荷重作用時（死荷重+列車荷重+衝撃荷重）、コンクリート下縁の合成応力度が  $0\text{N/mm}^2$  となることを条件として算定した。その結果、内ケーブルは 1S12.7 を 6 本配置し、3 本は実橋を模擬して上縁定着とした。供試体の配筋および内ケーブルの配置を図 4-2 に示す。供試体を使用したコンクリートは、設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  で載荷を開始した材齢 17 日での強度試験の結果を表 4-1 に、鋼材のミルシートによる強度を表 4-2 に示す。グラウト材は、水セメント比 42.5% で、材齢 11 日における圧縮強度は  $57.2\text{N/mm}^2$  であった。また、定着部付近で内ケーブルの破断を模擬するために、定着部から図 4-2 に示す仮想せん断破壊面（荷重載荷点と支点から  $h/2$  点（ $h$ ：供試体高さ）を結ぶ線）までの区間を図 4-3 に示すアンボンド処理することでグラウトと内ケーブルとの付着をなくし、この区間の内ケーブルの張力を解放することによって破断を模擬した。



(b) 断面図（支間中央部）

図 4-1 供試体一般図



写真 4-1 大型供試体全景

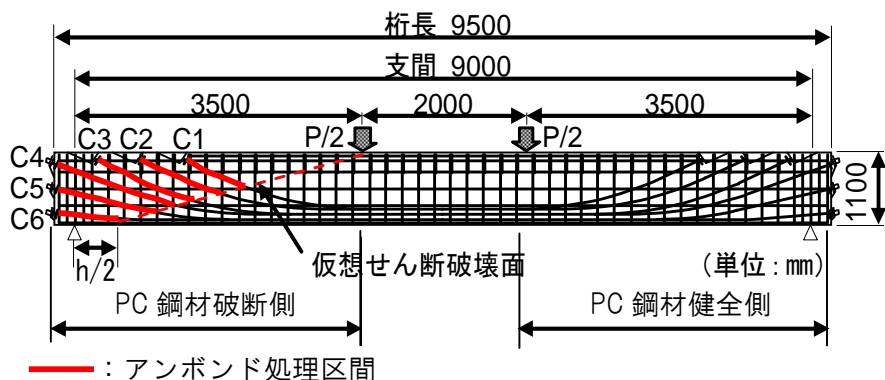


図 4-2 使用鋼材の配置図

表 4-1 コンクリートの強度試験結果

圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]	備考
53.7	3.34	34	材齢：17日

表 4-2 使用鋼材のミルシートによる強度

	種類	降伏点 または 0.2%耐力 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
主鉄筋 (D13)	SD345	395	549
スターラップ (D6)		361	563
内ケーブル	1S12.7	1790	1990

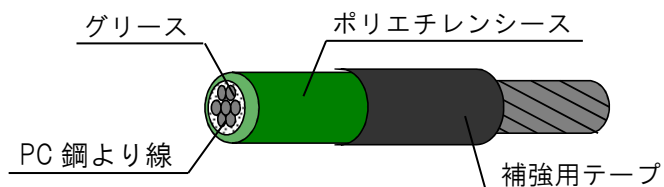


図 4-3 アンボンド処理方法

#### 4.2.2 実験方法

載荷実験は図 4-4～図 4-6 に示すステップ 1～3 に区分し、すべてのステップを 1 体の供試体を用いて実施した。

##### (1) ステップ1, ステップ2

ステップ 1 では、内ケーブルの張力を解放せずに健全な状態において付加死荷重および列車荷重に相当する荷重（以下、設計相当荷重と表記）を載荷した場合の供試体の基本性状を確認することを目的として、図 4-4 に示すステップで載荷した。

ステップ 2 では、図 4-2 に示す内ケーブル C1～C5 について順次 1 本ずつ定着部付近で張力を解放し、設計相当荷重を載荷した場合の耐荷性状、変形性状等を把握することを目的として、図

4-5 に示すように 1 回目は C1 を解放し載荷，2 回目は (C1+C2) を解放し載荷，の順で 5 回目は (C1+C2+C3+C4+C5) を解放し載荷した。

ステップ1，ステップ2で載荷する設計相当荷重（付加死荷重相当+列車荷重相当）は，実橋における載荷荷重との差異を考慮し1.2倍したものとした。具体的には，4.2.1「供試体モデル」に示した実橋における支間中央桁下縁の応力度に基づき，図4-1に示す2点で載荷した場合に，供試体の固定死荷重による支間中央での曲げモーメントの2.8倍の曲げモーメントが作用する荷重（付加死荷重相当+列車荷重相当）を算出し，全荷重（固定死荷重+付加死荷重相当+列車荷重相当）を1.2倍した値から固定死荷重を除いた値を設計相当荷重とした。ステップ1，ステップ2の設計相当荷重を表4-3に示す。

## (2) ステップ3

内ケーブルC1～C5の5本が定着部付近で破断した場合の終局耐力，変形性状を把握することを目的として，図4-5に示すステップ2の内ケーブルの張力を5本解放した状態から引き続き，図4-6に示すステップで載荷した。

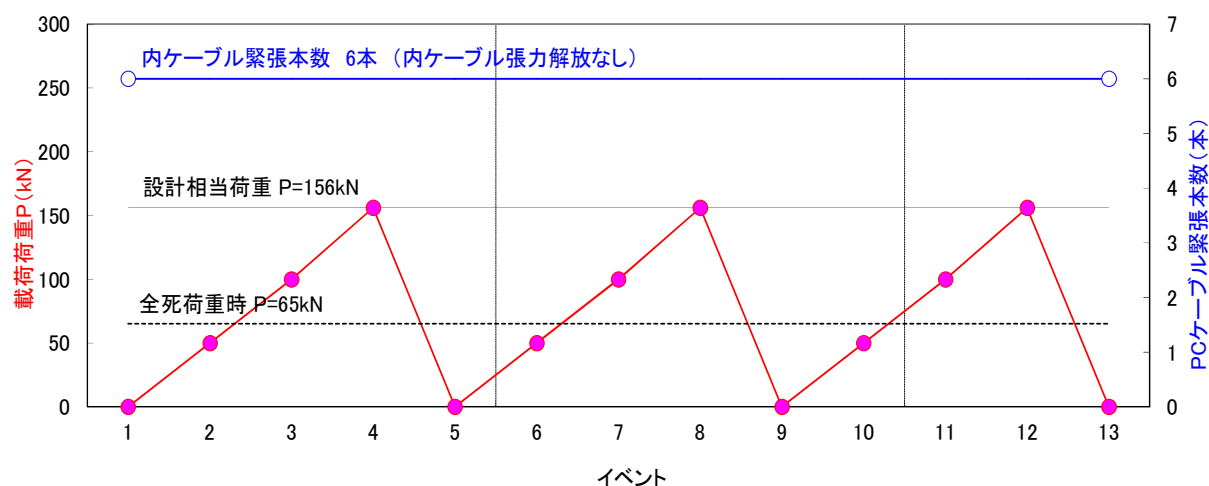


図 4-4 載荷ステップ (ステップ 1)

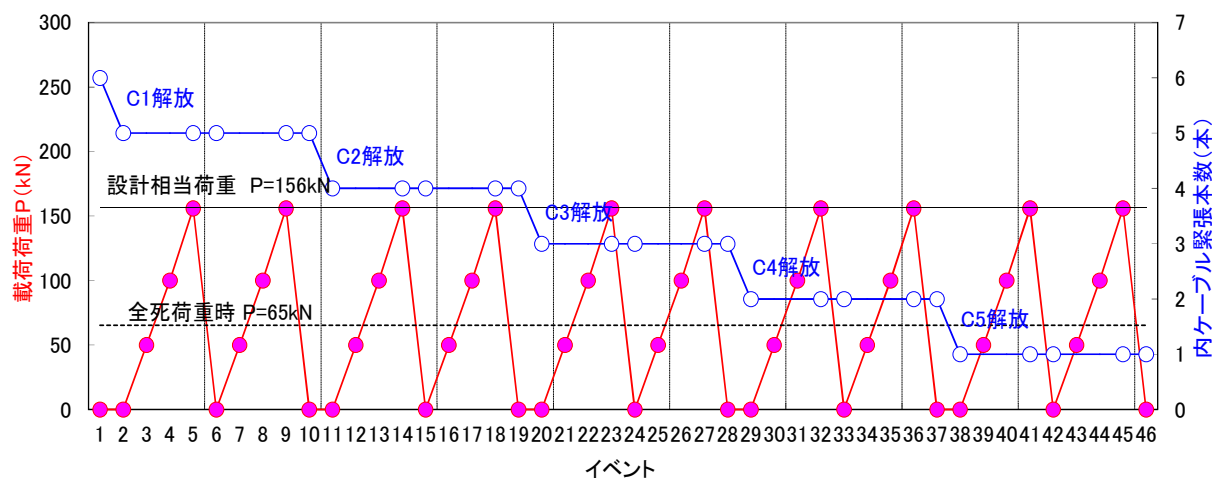


図 4-5 載荷ステップ (ステップ 2)

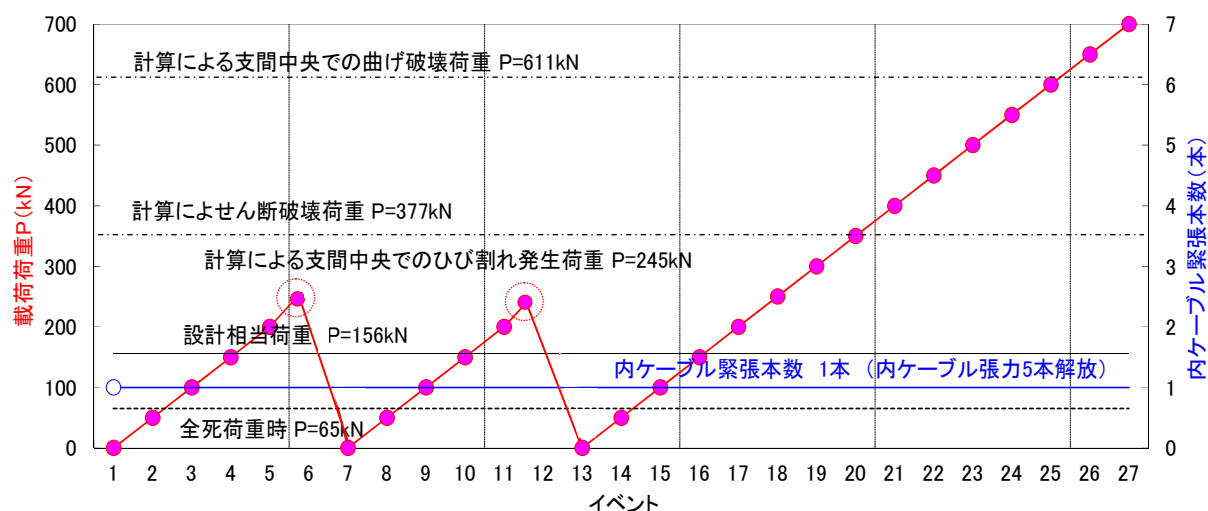


図 4-6 荷重ステップ（ステップ 3）

表 4-3 設計相当荷重（ステップ 1，ステップ 2）

	曲げモーメント [kN・m]	桁下縁の曲げ モーメントの 比率	設計相当荷重	
			(P/2) [kN]	(P) [kN]
固定死荷重	77.4	1.0	—	—
付加死荷重相当	216.8	2.8	78	156
列車荷重相当				

#### 4.2.3 測定項目

実験では、桁のたわみ、コンクリートおよび鉄筋（軸方向鉄筋，スターラップ）のひずみを計測した。桁のたわみは高感度変位計で，コンクリートおよび鉄筋のひずみは1軸または3軸のひずみゲージを用いて計測した。計測機器の配置を図4-7に示す。

#### 4.2.4 供試体性能

実験に先立ち，ステップ1～3について，供試体の曲げ耐力，せん断耐力を鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造<sup>(4.4)</sup>（以下，鉄道RC標準と表記）に基づき算出した。ただし，せん断耐力については鉄道RC標準において，曲げに対して配置するPC鋼材の傾斜部分はせん断に抵抗すると考えられ，これを考慮することができるとしていることから，土木学会コンクリート標準示方書<sup>(4.5)</sup>（以下，土木学会示方書と表記）に基づく式(4.2)を加えた式(4.1)によって算出した。

$$V_y = V_{ps} + V_c + V_s \quad (4.1)$$

ここで， $V_y$ ：棒部材のせん断耐力（N）

$V_{ps}$ ：軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分（N）

$V_c$ ：せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力（N）

$V_s$ ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力（N）



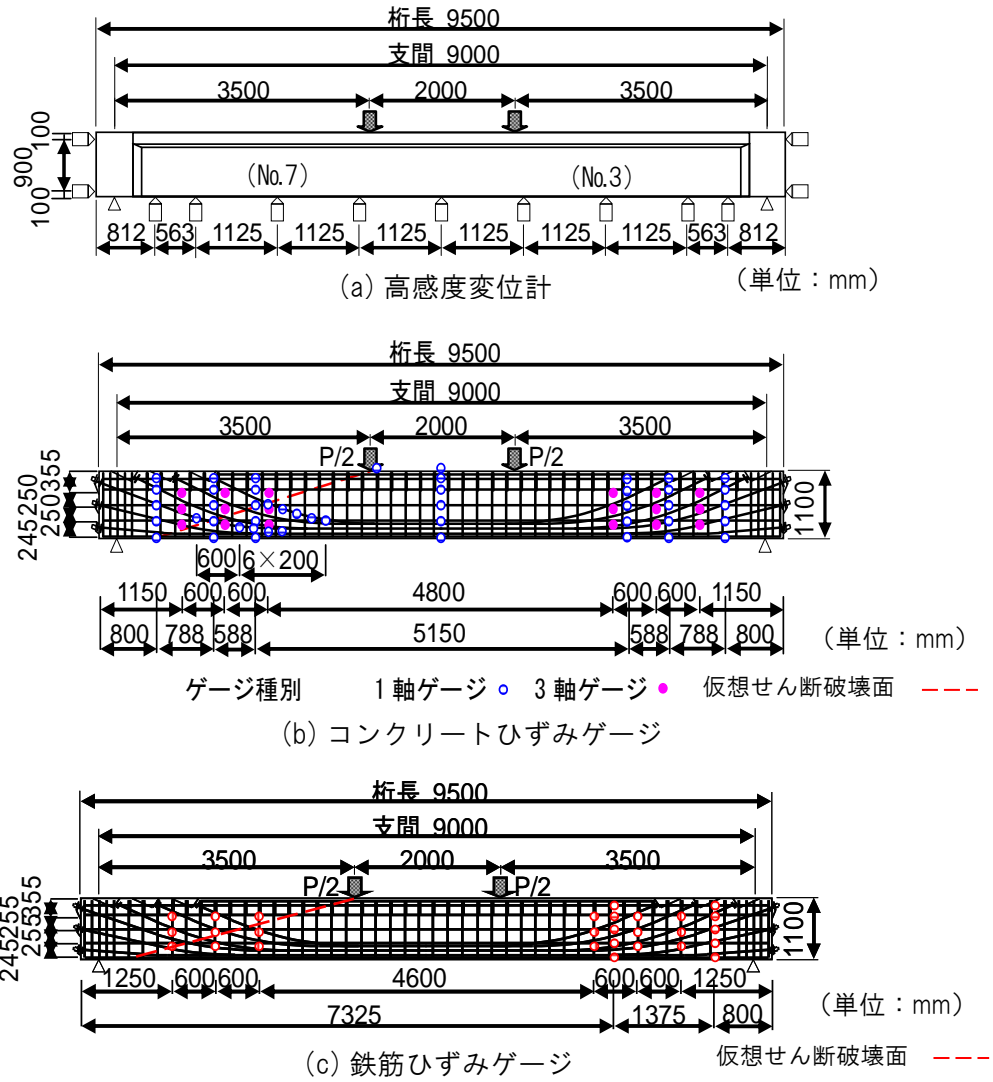


図 4-7 計測装置の配置

$$V_{ps} = P_e \cdot \sin \theta_{pl} \quad (4.2)$$

ここで、 $P_e$ ：軸方向緊張材の有効引張力

$\theta_{pl}$ ：軸方向緊張材が部材軸となす角度

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \quad (4.3)$$

ここで、 $f_{vc} = 0.2 \sqrt{f'_c}$  (N/mm<sup>2</sup>) ただし、 $f_{vc} > 0.72 \text{ N/mm}^2$  となる場合は  $f_{vc} = 0.72 \text{ N/mm}^2$  とする。

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$  ただし、 $\beta_d > 1.5$  となる場合は 1.5 とする。

$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_c}$  ただし、 $\beta_p > 1.5$  となる場合は 1.5 とする。

$\beta_n = 1 + 2 M_o / M_u$  ( $N' \geq 0$  の場合) ただし、 $\beta_n > 2$  となる場合は 2 とする。

$= 1 + 4 M_o / M_u$  ( $N' < 0$  の場合) ただし、 $\beta_n < 0$  となる場合は 0 とする。

$b_w$  : 腹部の幅 (mm)

$d$  : 有効高さ (mm)

$p_c$  : せん断引張鋼材比  $p_c = A_s / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_u$  : 曲げ耐力

$M_o$  : 曲げモーメント  $M$  に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

$N'$  : 軸方向圧縮力

$f_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$V_s = \{A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / s_s + A_{pw} \cdot \sigma_{pw} \cdot (\sin \theta_p + \cos \theta_p) / s_p\} \cdot z \quad (4.4)$$

ここで、 $A_w$  : 区間  $s_s$  における部材軸と直交するせん断補強鉄筋の総断面積

$A_{pw}$  : 区間  $s_p$  におけるせん断補強用PC鋼材の総断面積

$f_{wy}$  : せん断補強鉄筋の引張降伏強度

$\sigma_{pw}$  : せん断補強鉄筋が降伏するときのせん断補強用PC鋼材の引張応力度

$$\sigma_{pw} = \sigma_{wpe} + f_{wy} \leq f_{py}$$

$\sigma_{wpe}$  : せん断補強用PC鋼材の有効引張応力度

$f_{py}$  : せん断補強用PC鋼材の引張降伏強度

$\theta_s$  : せん断補強用鉄筋が部材軸となす角度

$\theta_p$  : せん断補強用PC鋼材が部材軸となす角度

$s_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$s_p$  : せん断補強用PC鋼材の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力位置から引張鋼材の図心までの距離で一般に  $d/1.15$

ステップ1, ステップ2では、表4-3に示す設計相当荷重に対する断面力を、ステップ3では、計算において曲げ耐力に達する荷重（以下、曲げ破壊荷重と表記）を載荷した場合の断面力を算出した。材料強度については、コンクリートは表4-1に示す強度試験値を、鉄筋およびPC鋼材は表4-2に示すミルシートによる強度を用いた。安全係数は1.0とした。また、曲げ耐力の算定のためのコンクリート、鉄筋およびPC鋼材の応力-ひずみ関係はいずれも、鉄道RC標準の「モデル化された応力-ひずみ関係」を用いた。耐力の検討断面は、供試体のせん断耐力の検証を主としていることから、図4-8に示す仮想せん断破壊面と内ケーブルとの交点に設定した。ここでは、ステップ1, ステップ2 (C1～C5の5本解放), ステップ3の検討結果を図4-9に示す。

なお、図4-9の凡例は次のとおりである。 $M_u$  : 曲げ耐力 (kN・m),  $M_{cr}$  : 曲げひび割れ耐力 (kN・m),  $M_1, M_2$  : 設計相当荷重が作用した時の曲げモーメント (kN・m) ( $M_1$  : ステップ1), ( $M_2$  : ステップ2 (C1～C5解放)),  $M_3$  : 曲げ破壊荷重が作用した時の曲げモーメント (kN・m) (ステップ3),  $V_1, V_2$  : 設計相当荷重が作用した時のせん断力 (kN) ( $V_1$  : ステップ1), ( $V_2$  : ステップ2 (C1～C5解放)),  $V_3$  : 曲げ破壊荷重が作用した時のせん断力 (kN) (ステップ3) である。

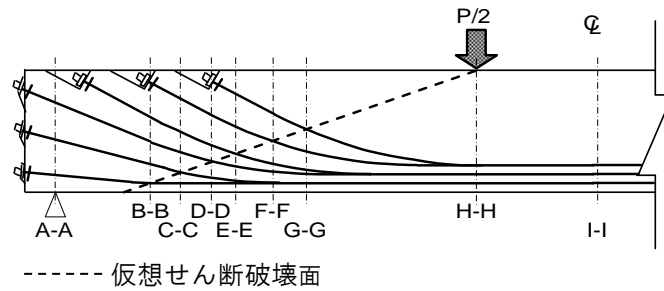


図 4-8 検討断面

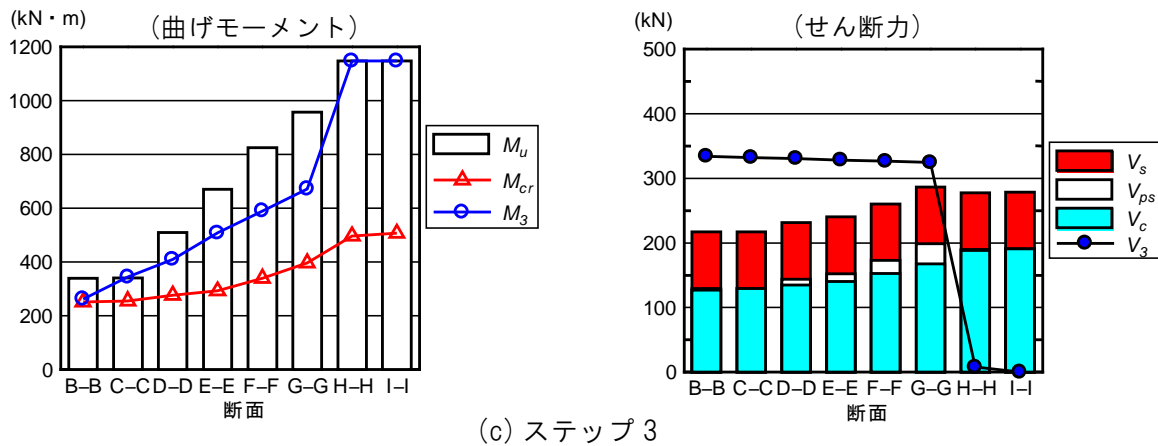
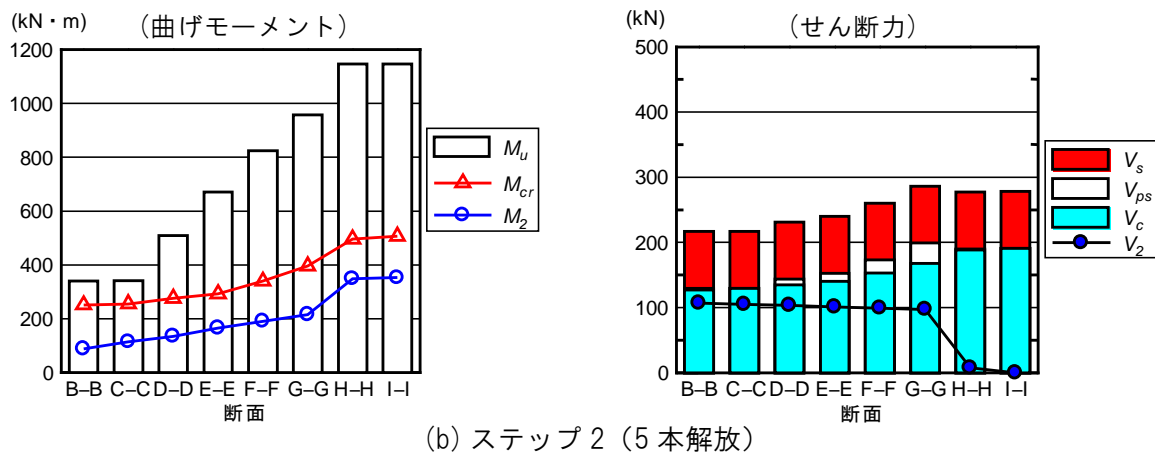
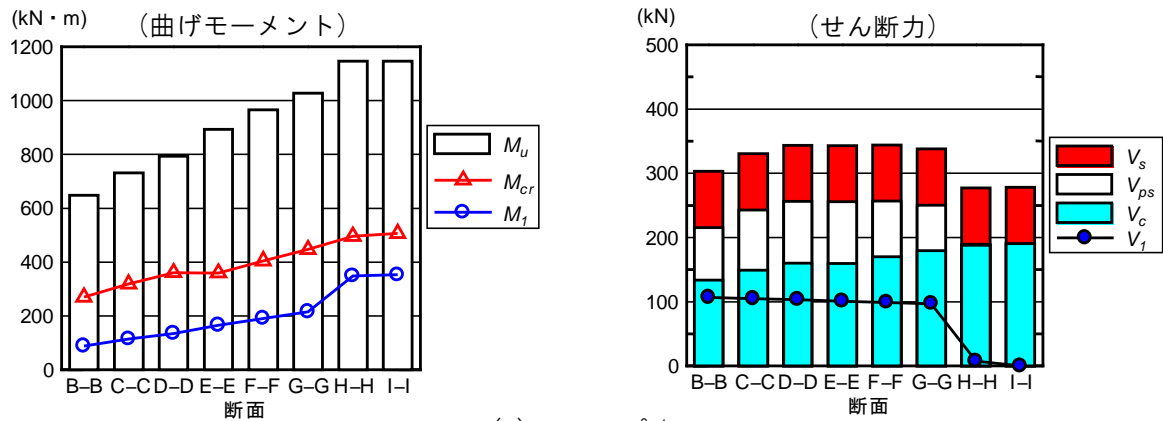


図 4-9 供試体耐力と断面力

各ステップにおける支間中央（I-I断面）での曲げ耐力に対する発生曲げモーメントの比率（ $M/M_u$ ）およびB-B断面でのせん断耐力に対する発生せん断力の比率（ $V/V_y$ ）は、表4-4のとおりである。ステップ2では、図4-9(b)に示すように内ケーブル5本の張力を解放しており、 $V_{ps}$ が減少しているが、設計相当荷重ではひび割れは発生せずせん断耐力にも余裕がある。図4-9(c)に示すステップ3では、曲げ破壊荷重を載荷（表4-4のI-I断面での $M/M_u=1.0$ ）しており、B-B断面での $V/V_y$ が1.40となっていることから、供試体はせん断で破壊する設計となっている。なお、I-I断面での曲げ耐力（固定死荷重分77.4kN・mを含む）は $M_u=1146.6\text{kN}\cdot\text{m}$ で、曲げ破壊荷重は $P_u=611.0\text{kN}$ である。また、B-B断面でのせん断耐力（固定死荷重分28.3kNを含む）は $V_y=217.0\text{kN}$ で、せん断破壊荷重は $P=377.4\text{kN}$ である。ステップ3では、 $P_u=611.0\text{kN}$ まで載荷する計画としたが（図4-6参照）、実験では破壊に至る進行を確認するために700kNまで載荷した。

表 4-4 ステップ毎の耐力比率

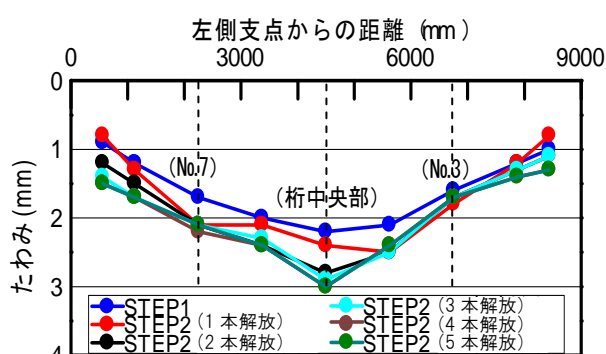
ステップ	$M/M_u$ (I-I断面)	$V/V_y$ (B-B断面)	備 考
ステップ1	0.32	0.37	
ステップ2 (C1～C5解放)	0.32	0.52	5本解放
ステップ3	1.00	1.40	

#### 4.2.5 実験結果

##### (1) たわみ分布

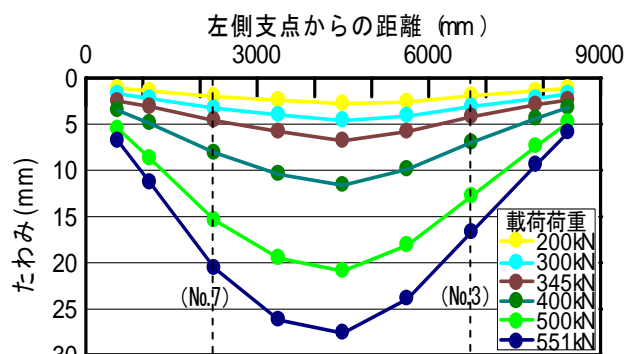
たわみはステップ1からステップ3まで連続して計測した。計測結果を図4-10に示す。

ステップ1、2における設計相当荷重156kN載荷時の支間中央でのたわみは、図4-10(a)に示すとおり、ステップ1に比べてステップ2（5本解放）では0.8mm増加した。また、両支点部から2250mmの位置（図4-7(a)に示す高感度変位計No.3およびNo.7）でのたわみは、ステップ1に比べてステップ2（5本解放）では、No.3が0.1mm増加したのに対してNo.7は0.4mm増加した。これは、内ケーブルの張力を解放したせん断スパンの範囲（以下、PC鋼材破断側と表記（図4-2参照））は、内ケーブルの張力を解放していないせん断スパンの範囲（以下、PC鋼材健全側と表記（図4-2参照））と比較して、定着部付近の内ケーブルの張力を解放したことによって鉛直方向成分のプレストレスが減少したことによるものと考えられる。



(No.: 図 4-7(a)の高感度変位計を示す)

(a) ステップ 1, 2



(No.: 図 4-7(a)の高感度変位計を示す)

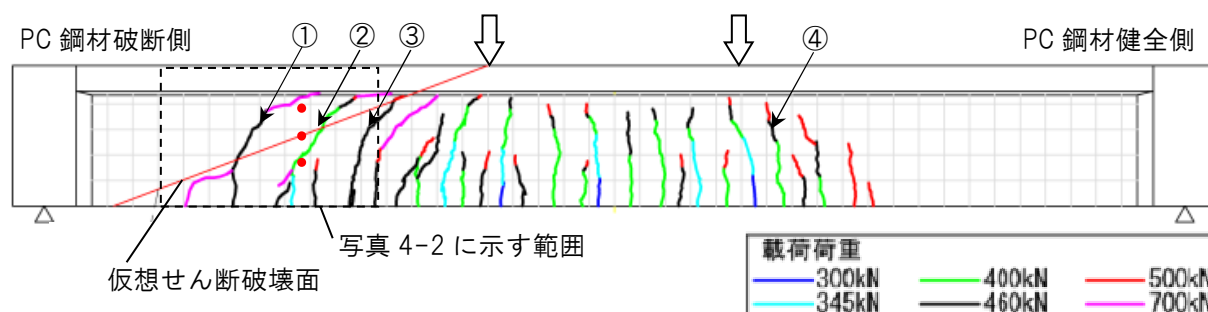
(b) ステップ 3

図 4-10 たわみ分布

ステップ3における載荷荷重200kN～551kN時の支間中央でのたわみは、図4-10(b)に示すとおり、載荷荷重が400kNを超えるとPC鋼材破断側とPC鋼材健全側のたわみ差が顕著になりはじめ、載荷荷重500kNでの両支点部から2250mmの位置（図4-7(a)に示す高感度変位計No.3およびNo.7）でのたわみは、PC鋼材破断側（No.7）が15.4mm、PC鋼材健全側（No.3）が12.8mmとなり、PC鋼材破断側が2.6mm大きくなった。これは、定着部付近の内ケーブルの張力を解放したことによって鉛直方向成分のプレストレスが減少し、載荷荷重300kN以降PC鋼材破断側にひび割れが多く発生したことによるものと考えられる。

## (2) ひび割れ発生状況

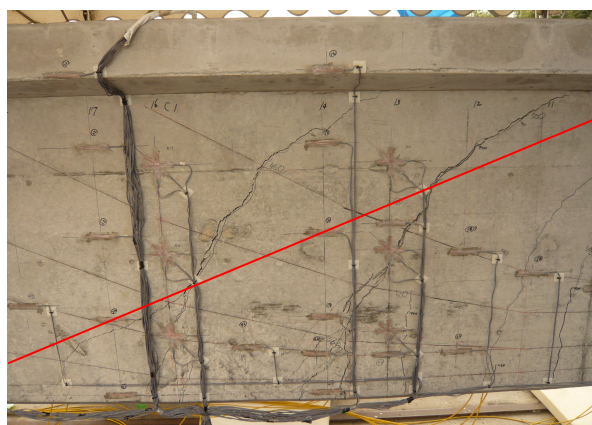
ステップ3における載荷荷重300～700kN時のひび割れの発生状況を図4-11に示す。載荷荷重300kNで曲げひび割れが桁中央部付近で発生し、PC鋼材破断側では、桁下縁から伸展した曲げひび割れが、載荷荷重400kN以降は載荷点方向への斜めひび割れとなって伸展した。さらに、最終載荷荷重700kN近傍では写真4-2に示す斜めひび割れがウェブ上縁に達した後、ウェブとフランジの接合部に沿って載荷点方向に伸展し、フランジ下面にもひび割れが達する結果となった。



●：ひずみゲージ（4.2.5(5)参照）（上段：10，中絶：11，下段 12）

①～④：4.3.4(3)参照

図 4-11 ひび割れ図（ステップ 3）



—：仮想せん断破壊面

写真 4-2 ひび割れの状況（最終荷重載荷時）

### (3) 供試体の破壊形態

最終載荷荷重700kN時点において、斜めひび割れが載荷点方向へ伸展し、PC鋼材破断側の載荷点近傍において、コンクリートの圧壊の兆候が認められた。4.2.4「供試体性能」に示すとおり、鉄道RC標準によって算出した曲げ破壊荷重、せん断破壊荷重は、それぞれ611.0kN、377.4kNであるが、最終載荷荷重700kNでも供試体は破壊しなかった。なお、曲げ耐力の計算では、鉄道RC標準の「鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線」を用いているが、曲げ耐力はひずみ硬化の影響で降伏強度を用いた場合より大きくなる。そこで、曲げ耐力について、鉄筋は、ひずみ硬化を考慮した土木学会示方書の式(4.5)～(4.9)によって得られる応力-ひずみ曲線を、また、PC鋼材は、ミルシートによる強度とこれから求められるひずみ値による応力-ひずみ曲線を用い、鉄道RC標準に基づき算出したところ、曲げ破壊荷重は731.7kNとなった。

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad (0 \leq \varepsilon < \sigma_{sy} ; \text{弾性域}) \quad (4.5)$$

$$= \sigma_{sy} \quad (\sigma_{sy} \leq \varepsilon < \sigma_{sh} ; \text{降伏棚}) \quad (4.6)$$

$$= \sigma_{sy} + (1 - \exp((\varepsilon_{sh} - \varepsilon)/\kappa))(1.01\sigma_{sh} - \sigma_{sy}) \quad (\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon < \varepsilon_{pu} ; \text{ひずみ硬化域}) \quad (4.7)$$

$$\kappa = 0.032 (400 / \sigma_{sy})^{1/3} \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{sh} = (18 - 0.026\sigma_{sy})\sigma_{sy} / E_s \quad (4.9)$$

ここで、 $\sigma$ ：鉄筋応力

$\varepsilon$ ：鉄筋ひずみ

$E_s$ ：鉄筋ヤング率 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$ ：降伏応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sh}$ ：引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{sh}$ ：ひずみ硬化開始ひずみ

$\varepsilon_{pu}$ ：破断ひずみ

ここでは、鉄筋の降伏応力、引張強度、破断ひずみは、表4-2のミルシートによる値を、弾性限界ひずみは、降伏応力による算出値を、ひずみ硬化開始ひずみは、式(4.9)による値を用いた。また、PC鋼材の降伏応力、引張強度、破断ひずみは、表4-2に示すミルシートによる値を、弾性限界応力、弾性限界ひずみ、降伏ひずみは、降伏応力および引張強度による算出値を用いた。これより、曲げ破壊荷重は最終載荷荷重700kN以上であり、支間中央の桁上縁でのコンクリートの圧縮ひずみが1040 $\mu$ であることから、最終載荷時点での破壊の兆候は、曲げ破壊ではなく、せん断破壊の初期段階であったと推察される。

### (4) コンクリートのひずみ分布

ステップ1、2における設計相当荷重156kN時の支点部付近および支間中央部でのコンクリートの曲げによる断面内の橋軸方向のひずみ分布を図4-12に示す。PC鋼材破断側、PC鋼材健全側ともに内ケーブルの張力の解放に伴ってひずみは増加傾向にあり、桁下縁ではPC鋼材健全側と比較して、PC鋼材破断側でのひずみの増分が大きくなった。これは、PC鋼材破断側において定

着部付近の内ケーブルの張力を解放したことによって軸方向圧縮力が減少したことによるものと考えられる。支間中央部のひずみ分布は、ほぼ直線形状となっており、平面保持の仮定が成立しているものと考えられる。また、支点部付近はこれまでからも言われているように平面保持の仮定は成立していないと考えられる<sup>(4,6)</sup>。

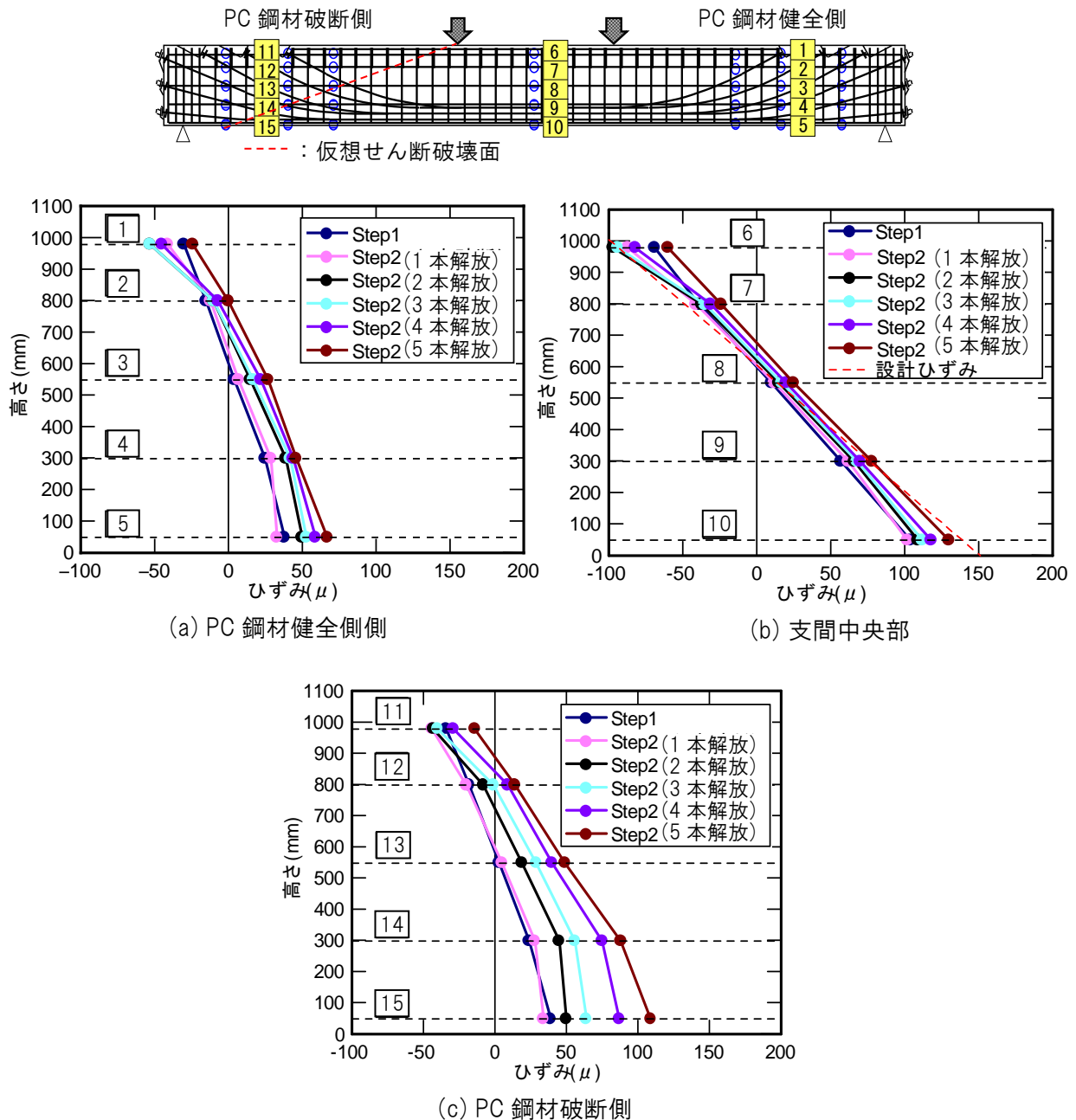


図 4-12 コンクリートのひずみ (ステップ 1, 2) (156kN 載荷時)

#### (5) スターラップのひずみ分布

ステップ3における載荷荷重0～700kN時のスターラップのひずみ分布のうち、PC鋼材破断側の桁端部から2350mmの位置 (ひずみゲージ10～12) でのひずみ分布を図4-13に示す。ひずみゲージ10では概ね450kN、ひずみゲージ11では概ね410kN載荷後に急激にひずみが増加した。これ



は桁端部から1750mmの位置のひずみゲージについても同様に、概ね400kN載荷後にひずみが急増した。PC鋼材破断側では、定着部付近の内ケーブルの張力を解放したことによって、ひずみゲージ10、11近傍において載荷荷重400kN程度から図4-11に示す斜めひび割れが発生しており、このあたりからスターラップのせん断補強効果が発揮されているものと考えられる。

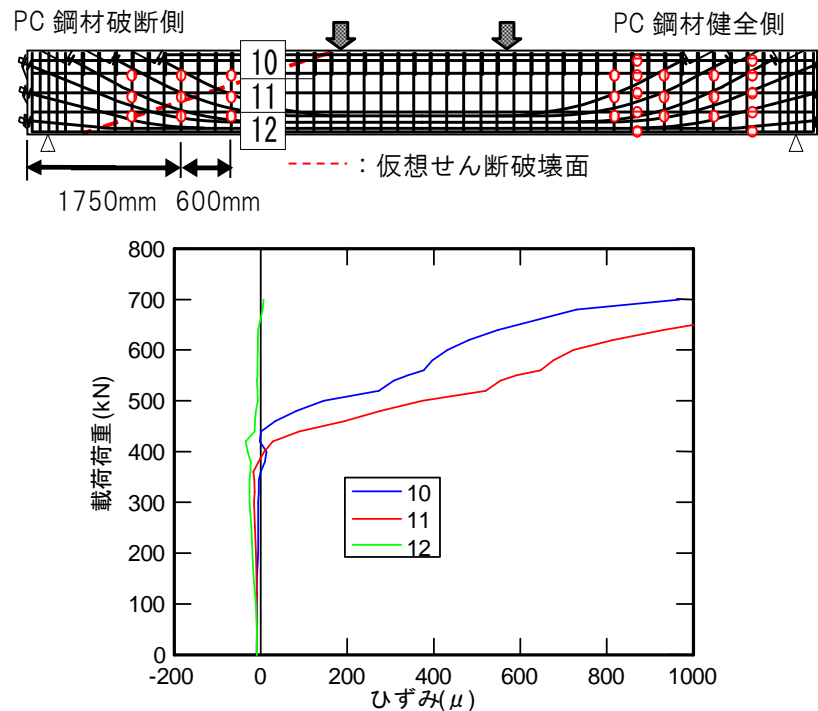


図 4-13 スターラップのひずみ（ステップ 3）

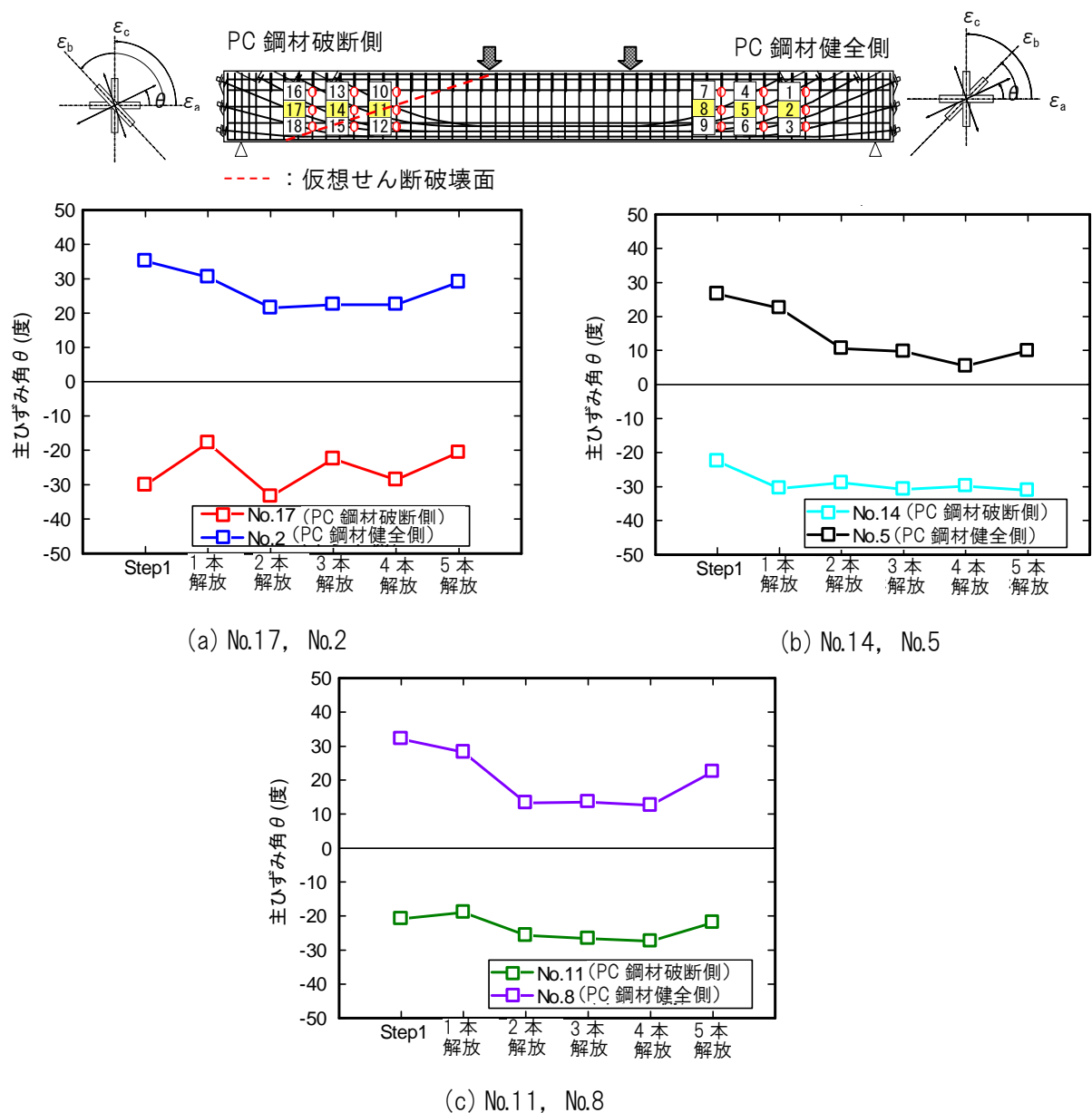
## (6) 主応力方向

ステップ1、2における設計相当荷重156kN載荷時の最大主ひずみ（引張）角の変化を図4-14に示す。ここでは、図4-12から載荷荷重の直接的な影響の小さい位置として高さ方向の中央部のひずみゲージ値を示している。なお、ひずみゲージは内ケーブルを緊張した後に取り付けているので緊張による影響はない。図4-14から最大主ひずみの角度は、PC鋼材破断側では概ね $-20^{\circ} \sim -30^{\circ}$ の範囲であるのに対して、PC鋼材健全側では概ね $10^{\circ} \sim 30^{\circ}$ の範囲となった。本来、PC鋼材破断側の定着部付近の内ケーブルの張力を解放したことでPC鋼材破断側では、内ケーブルの張力解放本数が増加するにつれて最大主ひずみ角が小さくなると想定されるが、内ケーブルの張力を5本解放した場合においてもひずみの測定値は概ね $50\mu$ 程度と小さいことから、PC鋼材破断側の主応力の方向の変化は顕著には現れなかったと考えられる。

## (7) 耐力

ステップ3における載荷荷重と支間中央部でのたわみの関係を図4-15に示す。ひび割れが発生した300kN近傍で勾配が変化しており、ひび割れの発生によって剛性が低下したことを表している。また、鉄道RC標準に基づき算出した耐力を載荷荷重相当値に換算した値（以下、計算値と表記）と実験での載荷荷重（以下、実験値と表記）との比較を表4-5に示す。計算値の算出は、4.2.4「供試体性能」と同様にコンクリートは表4-1に示す強度試験値を、鉄筋およびPC鋼材は、表4-2に示すミルシートの強度を用いた。また、安全係数は1.0とした。ひび割れ耐力は、図4-8





※ 角度は橋軸方向から時計回りを正、反時計回りを負とする

図 4-14 最大主ひずみ分布（ステップ 1, 2）（156kN 載荷時）

に示すE-E断面付近で図4-11に示す460kNでの斜めひび割れが発生したことから、I-I断面（支間中央）と併せて、E-E断面での比較を行った。また、せん断耐力は、4.2.5 (3)「供試体の破壊形態」に示すとおり最終荷重700kN載荷時にせん断破壊の初期段階と考えられることから、実験でのせん断破壊に至る載荷荷重を700kNとし、せん断耐力の最も低いB-B断面の計算値と比較した。なお、内ケーブルの張力を解放していないステップ1におけるB-B断面での計算値は548.8kNとなり、定着部で内ケーブルの張力を5本破断させた場合の700kNよりも低い値となった。また、材料強度に実強度と規格強度を用いた場合の乖離の程度を確認するために、コンクリート、鉄筋および内ケーブルの材料強度として規格値（コンクリートの設計基準強度：40N/mm<sup>2</sup>、鉄筋の引張強度：490N/mm<sup>2</sup>、内ケーブルの引張強度：1850N/mm<sup>2</sup>）を用いて耐荷力を算定した結果を表4-5に記載している。

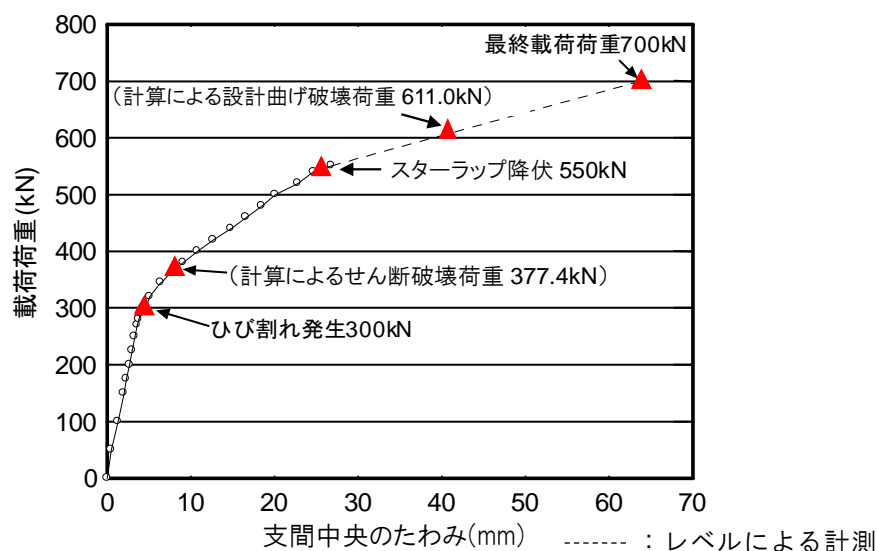


図 4-15 荷重-変位曲線（ステップ 3）

表 4-5 耐力力の比較（ステップ 3）

種別	検討断面 <sup>※1</sup>	実験値(P) [kN]	計算値 <sup>※2</sup> (P <sub>d</sub> )[kN] (実強度)	計算値 <sup>※2</sup> (P <sub>d</sub> ')[kN] (規格強度)	比率 (P/P <sub>d</sub> )	比率 (P <sub>d</sub> /P <sub>d</sub> ')
ひび割れ耐力	E-E	460 <sup>※3</sup>	321.0	—	1.4	—
	I-I（支間中央）	300 <sup>※4</sup>	245.2	225.8	1.2	1.1
曲げ耐力	I-I（支間中央）	—	611.0 <sup>※5</sup>	557.8 <sup>※5</sup>	—	1.1
			731.7 <sup>※5</sup>	—	—	—
せん断耐力	B-B	700 <sup>※6</sup>	377.4	362.8	1.9	1.0

※1 図4-8参照

※2 鉄道RC標準に基づき算出した耐力を載荷荷重相当値に換算した値

※3 E-E断面付近でひび割れが発生した荷重（図4-11参照）

※4 I-I断面（支間中央）付近でひび割れが発生した荷重（図4-11参照）

※5 上段:鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線による鉄道RC標準での算出値

下段:鉄筋のひずみ硬化等を考慮した応力-ひずみ曲線による鉄道RC標準での算出値

※6 最終載荷荷重（せん断破壊の初期段階）

#### 4.2.6 実験に関する考察

定着部付近で5本の内ケーブルの張力を解放した大型供試体に、実橋の設計荷重に相当する荷重の1.2倍の荷重を載荷した結果、たわみは、PC鋼材破断側とPC鋼材健全側では大きな差異はなかったが、桁下縁のひずみは、PC鋼材破断側が若干大きな値を示し、内ケーブルの張力を解放した影響がわずかに見られた。また、供試体の耐力力に関して、鉄道RC標準によって算出した計算値と実験値を比較すると、ひび割れ耐力は、実験値が計算値の1.2～1.4倍となったが、せん断耐力は、実験値が計算値の1.9倍程度となり、乖離を有する結果となった。せん断耐力のうち、コンクリートが分担するせん断耐力は、斜めひび割れ発生時のせん断耐力と同程度であり<sup>(4.7)</sup>、実験供試体の斜めひび割れは、図4-11から載荷荷重400kN以降に発生している。さらに、斜めひび割れが発生した近傍のひずみゲージ10、11は、図4-13より斜めひび割れが発生したあたりからひずみが急激に増大している。一方、鉄道RC標準に基づく計算では、図4-8に示すせん断耐力の最も低いB-B断面におけるコンクリートが分担するせん断耐力（固定死荷重分28.3kN

を含む)は127.0kNであり、載荷荷重相当値では197.4kNとなる。これは、実験で得られた斜めひび割れ発生時の載荷荷重400kNと比較すると、実験値は計算値の2.0倍で、表4-5に示す実験値と計算値のせん断耐力の乖離は、コンクリートが分担するせん断耐力の乖離が主たる要因になっているものと考えられる。

なお、材料強度に実強度と規格強度を用いた計算値を比較したところ、ひび割れ耐力、曲げ耐力は実強度による計算値が1.1倍程度大きくなり、せん断耐力については、ほぼ同程度の値となった。なお、コンクリートの圧縮強度については実強度が1.3倍程度、鉄筋および内ケーブルの引張強度については実強度が1.1倍程度、規格強度を上回っている。

### 4.3 解析によるせん断性状の評価

定着部付近で内ケーブルの張力を解放した PC 桁に関する供試体実験では、特に、コンクリートが分担するせん断耐力が鉄道 RC 標準による計算値と比較して想定以上に高くなった。本節では、この要因を FEM 解析によって評価した。

#### 4.3.1 解析モデル

##### (1) 解析手法

解析には、汎用構造用解析プログラムDIANAを用い、3次元非線形FEM解析とした。また、解析では、コンクリートが分担するせん断耐力に着目することから、載荷荷重の範囲は、供試体の斜めひび割れ発生荷重を踏まえ、弾性域から塑性域に至る450kNまでとした。

##### (2) PC桁のモデル化

解析モデルは、試験体の非対称性を考慮し、ソリッド要素を用いた3次元の1/1モデル（以下、ソリッドモデルと表記）とした。ソリッドモデルの要素分割は50mm程度以下となるよう設定した。モデルの鳥瞰を図4-16に、モデルの各部材に使用した構成要素を表4-6に示す。なお、内ケーブルは、3次元的な曲線配置となることから埋め込み鉄筋要素を用いた。埋め込み鉄筋要素の詳細は、第3章 3.2.2 (1)「解析モデル」に示したとおりである。

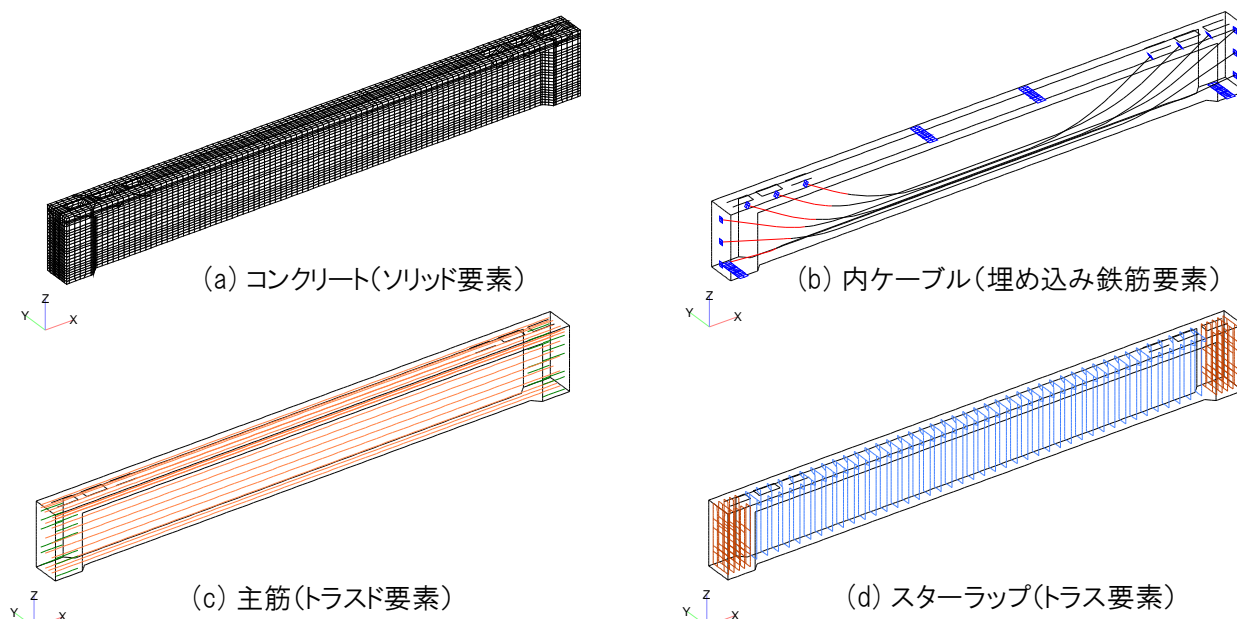


図 4-16 解析モデル

表 4-6 構成要素

部 材	要 素
コンクリート	ソリッド要素
内ケーブル	埋め込み鉄筋要素
鉄筋	トラス要素
定着板，載荷板，支承板	シェル要素

### (3) 内ケーブル破断のモデル化

内ケーブルの部分的な張力解放のモデル化には、第3章 3.2.2 (1)「解析モデル」に示す DIANA に設定されている非アクティブ機能（解析上、一部の要素を欠落させる機能）を用いた。また、張力を解放したことによる内ケーブルの定着長には、第3章 3.5.1「解析モデル」に記載した考え方を適用した。ただし、本解析では、内ケーブルの張力の変化を定着長内において非アクティブとなる要素の内ケーブルの断面積を張力を解放した端部からの距離によって段階的に変化させることでモデル化した。この張力を解放した端部からの距離と応力の分担比の関係を図4-17に示す。なお、図4-17の定着長内の二次放物線はコンクリートの応力-ひずみ曲線を模して式(4.10)とした。

$$y = x/65\phi (2 - x/65\phi) \quad (4.10)$$

ここで、 $y$ ：応力分担比

$x$ ：破断点からの距離（mm）

$\phi$ ：PC 鋼材の直径（mm）

なお、内ケーブルの部分的な張力解放に非アクティブ機能を用いてPC鋼材の定着長をモデル化する有効性は、第3章 3.5「内ケーブルの張力を部分的に解放した場合のモニタリングの有効性」に記載している。

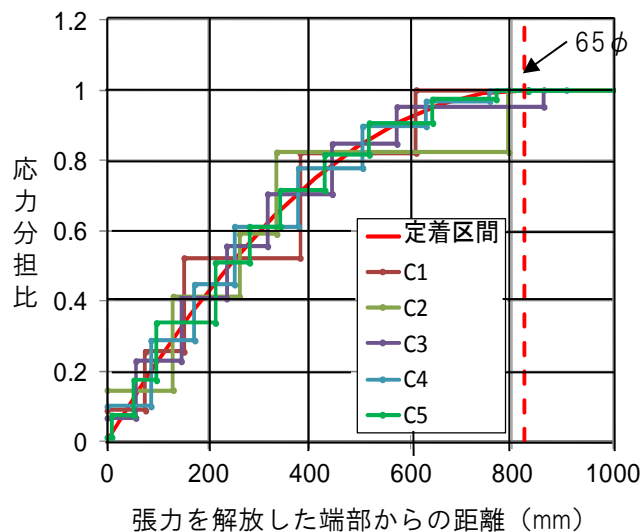


図 4-17 張力を解放した端部からの距離と応力比の関係

### 4.3.2 材料モデル

#### (1) コンクリート

コンクリートの材料特性は、表 4-1 に示す実験供試体の強度試験値を用いた。

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は、鉄道 RC 標準の「コンクリートのモデル化された応力-ひずみ曲線」を適用した。また、コンクリートの引張応力-ひずみ関係は、構成則の連続性を勘案し、式(4.11)、式(4.12)に示す Hordijk のモデルによる図 4-18 に示す引張軟化特性を考慮したモデルを適用した。

$$\frac{\sigma}{f_{tk}} = \left\{ 1 + \left( C_1 \frac{w}{w_u} \right)^3 \right\} \cdot e^{\left( -C_2 \frac{w}{w_u} \right)} - \frac{w}{w_u} (1 + C_1^3) \cdot e^{(-C_2)} \quad (4.11)$$

$$C_1 = 3, \quad C_2 = 6.93, \quad w_u = 5.136 \frac{G_F}{f_{tk}} \quad (4.12)$$

ここで、 $\sigma$ ：引張応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_{tk}$ ：引張強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

$w$ ：ひび割れ幅 (mm)

$w_u$ ：限界ひび割れ幅 (mm)

$G_F$ ：破壊エネルギー (N/mm)

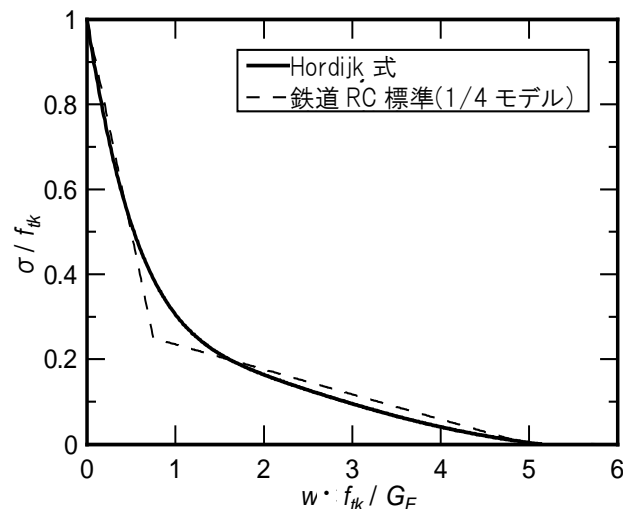


図 4-18 コンクリートの引張軟化曲線

#### (2) 鉄筋および PC 鋼材

鉄筋および PC 鋼材の材料特性は表 4-2 のミルシートによる強度を用いた。鉄筋および PC 鋼材の応力-ひずみ関係は鉄道 RC 標準の「鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線」を適用した。なお、鉄筋のバイリニア曲線の降伏点以降の第 2 勾配は初期勾配の 1/1000 とした。

### 4.3.3 解析手順

解析は、図 4-2 に示す C1～C5 の 5 本の張力を解放したケースについて、載荷荷重 450kN までは増分載荷する漸増載荷解析（プッシュオーバー解析）とした。解析の手順を図 4-19 に示す。

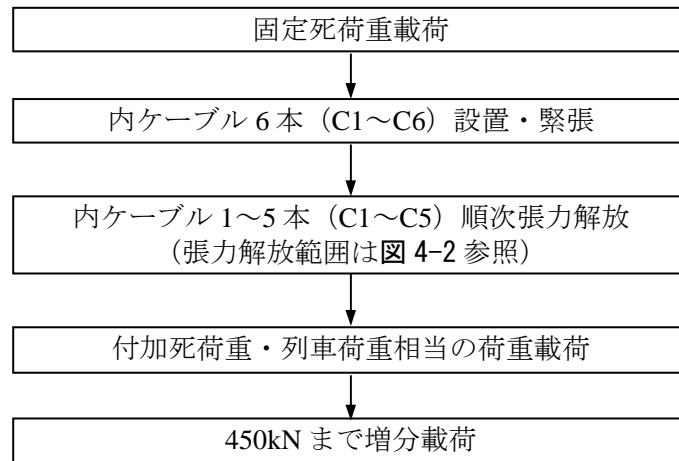


図 4-19 解析手順

#### 4.3.4 解析の妥当性

##### (1) 荷重-変位関係

載荷荷重と支間中央のたわみの関係について、FEM 解析の結果（以下、解析値と表記）と実験値の比較を図 4-20 に示す。解析値と実験値は、同じ傾向を示しており、PC 桁の剛性および塑性化に至る挙動が再現できているものと考えられる。

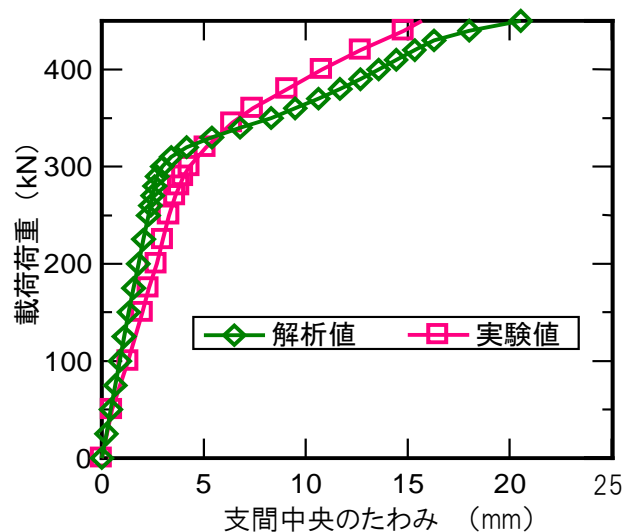


図 4-20 荷重-変位曲線

##### (2) ひび割れ発生前の主応力分布と主ひずみ方向

載荷荷重 0kN、C1~C5 の内ケーブル 5 本解放時の最小主応力（圧縮）分布を図 4-21 に示す。PC 鋼材健全側では、内ケーブルの曲げ上げの区間に圧縮応力が分布しているのに対して、PC 鋼材破断側では、PC 鋼材健全側のような圧縮応力は見られない。したがって、PC 鋼材健全側では、内ケーブルとコンクリートに付着があり、内ケーブルの張力がコンクリートに伝達されていることを、また、PC 鋼材破断側では内ケーブルの張力が解放され、プレストレスが減少していることを再現しているものと言える。

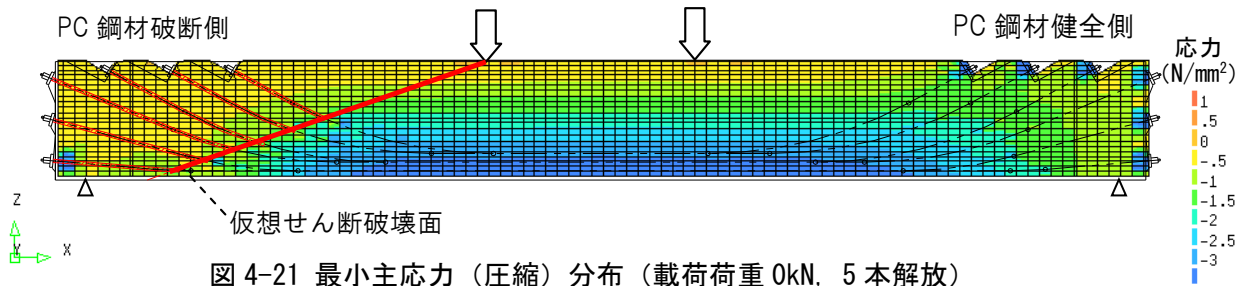


図 4-21 最小主応力（圧縮）分布（載荷荷重 0kN, 5 本解放）

さらに、最大主ひずみ角について、156kN 載荷時の実験値（図 4-14 参照）と 150kN 載荷時の解析値との比較を表 4-7 に示す。いずれも、C1～C5 の 5 本解放のものを示している。なお、4.2.5 (6)「主応力方向」に示したように実験では、ひずみゲージを内ケーブル緊張後に設置したことから、解析値は、150kN 載荷時のひずみ値から固定死荷重載荷および内ケーブル緊張によるひずみ値を除いて算出した。表 4-7 から解析値と実験値との乖離は、1.7°～27.8°であるが、最大主ひずみ方向の傾向は、ほぼ合致している。

これらのことから、解析は、ひび割れ発生前における実験供試体の応力分布を概ね再現していると言える。

表 4-7 最大主ひずみ角の比較（5 本解放）

種別	載荷荷重	PC鋼材破断側			PC鋼材健全側		
		No.17	No.14	No.11	No.2	No.5	No.8
実験値	156kN	-20.6°	-31.1°	-21.9°	29.0°	9.9°	22.5°
解析値	150kN	-32.4°	-32.8°	-32.5°	35.4°	37.7°	41.0°

※ 角度は橋軸方向から時計回りを正、反時計回りを負

※ No.は図4-14参照

### (3) ひび割れ発生後の主ひずみ分布と主ひずみ方向

解析による最大主ひずみ（引張）分布と供試体実験で得られたひび割れ図との比較を図 4-22 に示す。いずれも C1～C5 の 5 本の張力を解放したケースで、解析は 450kN 載荷時のものを、実験は 460kN 載荷時のものを示している。支間中央部にみられる桁下縁から垂直に伸びる曲げひび割れの間隔や範囲は概ね一致している。また、PC 鋼材破断側の支点付近の下縁から、せん断スパンの範囲の上縁にのびる最大主ひずみ分布と、PC 鋼材破断側のひび割れの位置も一致している。PC 鋼材破断側と比較して PC 鋼材健全側では最大主ひずみの値が小さいことから、PC 鋼材破断側では、載荷荷重によるコンクリートの損傷の程度が大きいことが表現されている。

さらに、実験で得られた供試体のひび割れ角と解析による最小主ひずみ角の比較を表 4-8 に示す。実験による供試体のひび割れ角は、図 4-11 に示す①～④のひび割れについて、載荷荷重

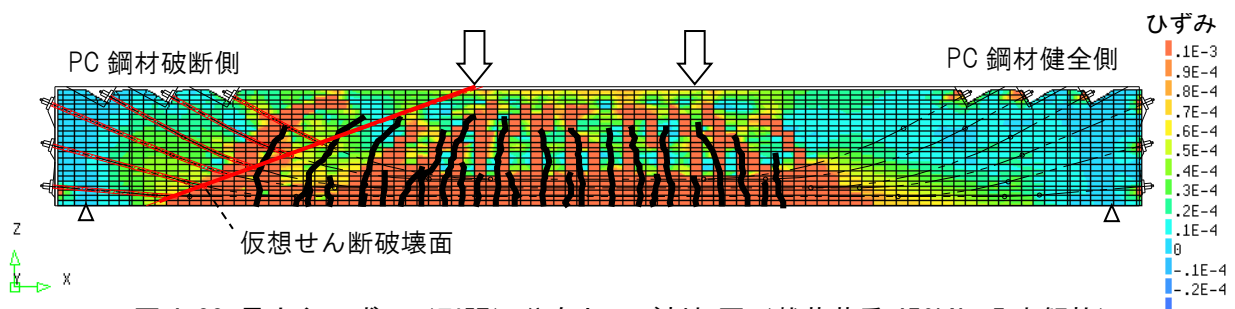


図 4-22 最大主ひずみ（引張）分布とひび割れ図（載荷荷重 450kN, 5 本解放）



345kN～460kN で発生したものを対象に、ひび割れの起点と終点を直線で結んだ角度とした。解析による最小主ひずみ角は、図 4-23 に示すように、①～④のそれぞれのひび割れの位置に相当するメッシュにおける最小主ひずみ角の解析値を合計したものの平均値とした。表 4-8 から、解析による最小主ひずみ角は、概ね実験のひび割れの方向を示している。

これらのことから、解析は、ひび割れ発生後における実験供試体の応力分布を概ね再現していると言える。

表 4-8 ひび割れ角の比較（5 本解放）

位置	ひび割れNo.※	種別	載荷荷重	ひび割れ角※※
PC鋼材 破断側	①	実験	460kN	69.3°
		解析	450kN	56.4°
	②	実験	345kN～460kN	58.3°
		解析	350kN～450kN	54.2°
	③	実験	460kN	66.9°
		解析	450kN	60.2°
PC鋼材 健全側	④	実験	400kN～460kN	-76.4°
		解析	400kN～450kN	-64.2°

※ ひび割れNo.は図4-11参照

※※ 解析は最小主ひずみ角を示す

※※ 橋軸方向から時計回りを正、反時計回りを負

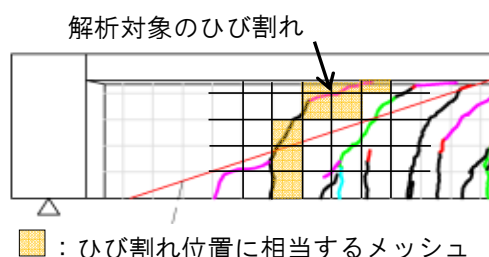


図 4-23 解析におけるひび割れ角の算出（イメージ）

#### 4.3.5 コンクリートが分担するせん断性状の評価

##### (1) 解析による検証

解析は、ひび割れ発生前では、PC 桁の剛性や内ケーブルの張力解放によるプレストレスの減少を、また、ひび割れ発生後においては、ひび割れ形状を適切に再現していると言える。これより、解析結果から、コンクリートが分担するせん断耐力 ( $V_c$ ) を算定する。

4.2.6「実験に関する考察」に記載したとおり、 $V_c$  は斜めひび割れ発生時のせん断耐力と同程度であり、せん断補強鉄筋を有する RC 棒部材であっても、せん断補強鉄筋がせん断力を受け持ち始めるのは斜めひび割れ発生以後で、その部材の斜めひび割れ発生荷重は、同寸法でせん断補強鉄筋を有しない RC 部材の斜めひび割れ発生荷重にほぼ等しいと考えることができる。さらに、供試体実験においても、斜めひび割れが発生したあたりからスターラップのひずみが急増している。そこで、解析結果から、載荷によってスターラップのひずみが急増する荷重を斜めひび割れ発生荷重とし、その荷重を解析によるコンクリートが分担するせん断耐力 ( $V_{c,FEM}$ ) とした。スターラップのひずみと実験によるひび割れを比較した結果を図 4-24 に示す。図 4-24(a) は実験におけるひび割れとスターラップの位置 (No.) を示しており、図 4-



24(b)は、載荷荷重に対するスターラップ毎のひずみの最大値を示している。図 4-24(b)から、400kN 載荷時に PC 鋼材破断側、PC 鋼材健全側ともに載荷点近傍において No.12～No.15 および NO.28～No.30 のスターラップのひずみが増加している。これは載荷点から  $45^\circ$  の範囲のせん断スパンの範囲に発生した曲げひび割れが、せん断力の影響を受けて載荷点方向に若干の角度を持って斜めに伸展することによるもので、最終的なせん断破壊に直接関与する斜めひび割れは、この時点では発生していないと考えられる。スパンの左右におけるスターラップのひずみ挙動に差異が見られたのは 440kN 載荷時で、PC 鋼材破断側のスターラップのひずみは、No.6, No.7 が急増している。さらに、450kN 載荷時には、同様に No.4～No.9 のひずみが増加している。また、図 4-24(a)より、載荷荷重 400kN～460kN では、PC 鋼材破断側の No.6～No.12 のエリアにおいて、載荷点方向にひび割れが伸展あるいは新たに増加していることから、 $V_{c.FEM}$  は  $253.3\text{kN}$  ( $450\text{kN}/2 + 28.3\text{kN}$  (固定死荷重分)) と推察できる。なお、図 4-13 に示す実験でのスターラップのひずみは、PC 鋼材破断側において概ね 410kN～450kN 載荷後に急激に増加していること、解析における PC 鋼材健全側では、載荷点から  $45^\circ$  の範囲外のせん断スパンの範囲では、450kN 載荷時点でもスターラップのひずみは増加しておらず、実験結果でも載荷点から  $45^\circ$  の範囲に発生した曲げひび割れの伸展のみが認められ、それより支点側には新たにひび割れは発生していないことから、解析結果は実験結果を正確に再現していると言える。

これに対して、図 4-9 (ステップ 3) に示す B-B 断面における鉄道 RC 標準によるコンクリートが分担するせん断耐力 ( $V_{c.cal}$ ) は  $127.0\text{kN}$  (固定死荷重分  $28.3\text{kN}$  を含む) で、解析で得られた値 ( $V_{c.FEM} = 253.3\text{kN}$ ) と比較すると、2.0 倍 ( $V_{c.FEM}/V_{c.cal}$ ) 解析値が大きくなった。

## (2) 乖離の要因

解析で得られた  $V_{c.FEM}$  と鉄道 RC 標準による  $V_{c.cal}$  が乖離した要因のひとつとして、軸方向力の影響の評価手法によるものが考えられる。鉄道 RC 標準では、棒部材の設計せん断耐力式において、プレストレスを含む軸方向力の影響 (式(4.3)の係数  $\beta_n$ ) については、ディコンプレッ

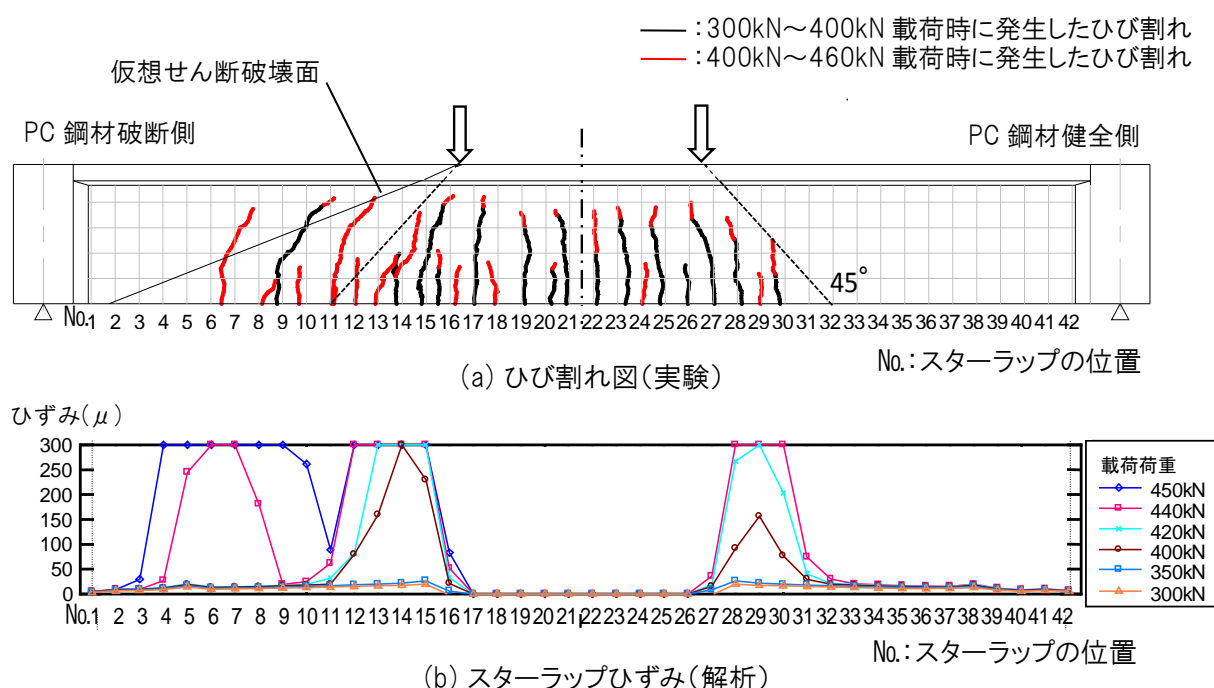


図 4-24 スターラップひずみとひび割れ図 (5 本解放)

ションモーメントを用いることとしている。ただし、ディコンプレッションモーメントは、軸方向力の影響を断面引張縁の応力度の大きさのみによって評価しており、断面内の応力分布形状の影響は考慮されない等、従来から限界があることが指摘されている<sup>(4.8)</sup>。土木学会示方書では、2012 年版から修正圧縮場理論に基づく PC 桁のせん断耐力式を新たに規定し、軸方向力の評価をディコンプレッションモーメントによって算出する方法から式(4.13)によって算出する方法に改定している<sup>(4.5), (4.9)</sup>。

$$\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg} / f_{vd}} = \cot \theta \quad (4.13)$$

ここで、 $\sigma_{cg}$ ：断面高さの 1/2 の高さにおける平均プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)

$$f_{vd} = 0.23 f'_{cd}{}^{2/3} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$f'_{cd}$ ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\theta$ ：コンクリートの圧縮ストラットの角度、ただし、 $36^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

式(4.13)を用いて B-B 断面における  $\beta_n$  を算出したところ  $\beta_n = 1.13$  となり、ディコンプレッションモーメントによる  $\beta_n = 1.30$  よりも若干低い値となった。この理由として一般の PC 桁では、 $\sigma_{cg}$  が 4N/mm<sup>2</sup> 程度であるのに対して、供試体では内ケーブルの張力を解放したことから  $\sigma_{cg}$  が概ね 0.9 N/mm<sup>2</sup> 程度であること、式(4.13)の検証に用いられたせん断に関する実験データは、断面下縁でのプレストレスの範囲が 1.8～22.7N/mm<sup>2</sup> と示されている<sup>(4.9)</sup>のに対して、今回の供試体は、B-B 断面下縁でのプレストレスが 1.4N/mm<sup>2</sup> であることによっていると考えられる。このことから、式(4.13)は、導入プレストレスが比較的小さい領域では、ディコンプレッションモーメントによる計算値よりも小さくなる傾向があると考えられる。

また、鉄道 RC 標準では、 $V_c$  を矩形断面の梁部材の実験結果に基づいて算定しており、例えば T 形断面梁であっても安全側との評価から圧縮縁フランジを考慮せずに矩形断面として算定している。これに対して、岡本らは、T 形断面梁の圧縮縁フランジの形状が  $V_c$  に与える影響を目的として、せん断補強筋を配置していない供試体の静的載荷実験の結果とせん断耐力計算値との比較を行い、圧縮縁フランジの幅や断面積が大きくなるほど計算値は実験値を過小評価するとの結果を得ている<sup>(4.10), (4.11)</sup>。このことも、 $V_{c.FEM}$  と比較して  $V_{c.cal}$  の値が小さくなった要因と考えられる。

#### 4.3.6 圧縮ストラットの角度

せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力  $V_s$  は、鉄道 RC 標準において、断面中立軸位置における主引張応力の角度が  $45^\circ$  であることを根拠とし、圧縮ストラットの角度をすべての部材に対して一律に  $45^\circ$  と仮定して式(4.4)によって示されている。しかし、これまでから断面形状や軸方向作用力によっては斜めひび割れの角度が必ずしも  $45^\circ$  にならないことや高軸力部材や PC 部材に対して一律に  $45^\circ$  とするのは合理的でないことから、斜めひび割れ角度を考慮した設計せん断耐力の評価法が課題となっている<sup>(4.12)</sup>。これに対して、4.3.5 (2)「乖離の要因」に示したように土木学会示方書では、2012 年版から PC 桁を対象としてコンクリートが分担するせん断耐力について圧縮ストラットの角度を軸方向力により変化させており、せん断補強鋼材が受け持つせん断力も圧縮ストラットの角度を  $45^\circ$  に固定しない可変角トラス理論式を

採用している。そこで、土木学会示方書での軸方向力の影響を示す係数  $\beta_n$  から式(4.13)によって圧縮ストラットの角度を算出したところ  $41.4^\circ$  となった。これに対して、図 4-25 に示す載荷荷重 450kN 時の解析による最小主ひずみ（圧縮）ベクトル図より、断面高さの 1/2 の位置における最小主ひずみが卓越している箇所での傾斜角は  $43.6^\circ$  となった。これは、式(4.13)の  $\beta_n$  による圧縮ストラットの角度から算出される  $V_s$  に対して、およそ 5%低い値となっており、 $V_s$  についても解析によって概ね評価可能であると考えられる。

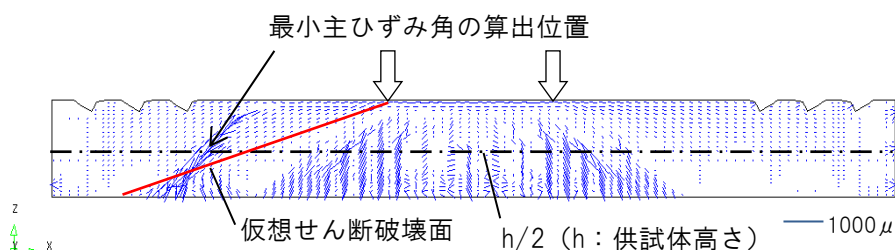


図 4-25 最小主ひずみベクトル図（載荷荷重 450kN, 5 本解放）

#### 4.4 諸外国の基準によるせん断耐力の算定

諸外国におけるせん断耐力算定式を用いて供試体のせん断耐力を算出した。

##### 4.4.1 ACI コードによるストラット-タイモデルでのせん断耐力の算定

###### (1) モデルの設定

既往の研究によると、PC桁では、せん断スパン比、下縁導入プレストレスに関係なく、せん断圧縮破壊が支配的であることが示されている<sup>(4.13)</sup>。そこで、ACIによる基準<sup>(4.14)</sup>（以下、ACIコードと表記）に基づき、ストラット-タイモデルを用いてストラットの圧縮耐力から供試体のせん断耐力を算定した。ACIコードでは、せん断スパン比が2以下のディーブビームは、梁全体が平面保持の仮定が成立しない領域（以下、D領域と表記）となり、載荷点と支点を結ぶ1パネルのストラットを設定するよう示している。また、せん断スパン比が2以上の梁では、平面保持の仮定が成立する領域（以下、B領域と表記）が含まれることを示しており、Tuchschererらが複数パネルのストラットを設定することを示している<sup>(4.15)</sup>。そこで、D領域とB領域を考慮し、図 4-26に示す3パネルのストラット-タイモデルを設定した。なお、圧縮弦材の位置は、700kN載荷時のコンクリートの圧縮応力度を矩形応力分布（等価応力ブロック）とした場合の圧縮合力の作用位置に、引張弦材の位置は緊張力を解放していない最下段の内ケーブル位置（C6、図4-2参照）とした。

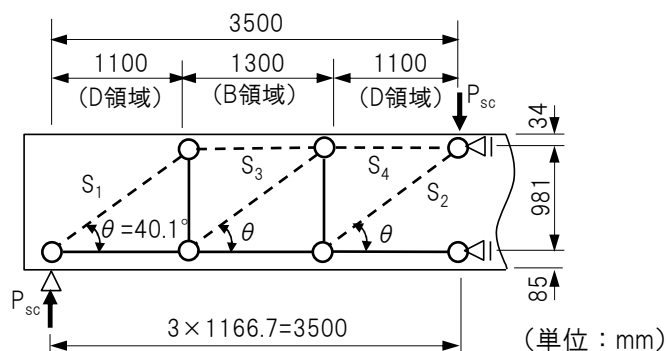


図 4-26 ストラット - タイモデル

## (2) ストラットの圧縮耐力の算定

ACIコードでは、ストラットの圧縮耐力 ( $F_{us}$ ) を式(4.14)～(4.16)で与えている。

$$F_{us} = \phi F_{ns} \quad (4.14)$$

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs} \quad (4.15)$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (4.16)$$

ここで,  $F_{us}$ : ストラットの圧縮耐力

$F_{ns}$ : ストラットの公称圧縮耐力

$\phi$ : 抵抗係数 (0.75)

$f_{ce}$ : ストラットの有効強度

$A_{cs}$ : ストラットの面積  $A_{cs} = W_s \cdot b$

$W_s$ : ストラットの幅

$b$ : 部材厚

$\beta_s$ : 低減係数

$f'_c$ : コンクリートの圧縮強度

式(4.14)～式(4.16)に基づき、載荷点、支点から直接的に力を受ける圧縮斜材 (図 4-26 の  $S_1$ ,  $S_2$ ) および圧縮弦材 (図 4-26 の  $S_3$ ,  $S_4$ ) の圧縮耐力を算出した。その結果、圧縮耐力は、 $S_1=1196.1\text{kN}$ ,  $S_2=763.1\text{kN}$ ,  $S_3=S_4=698.4\text{kN}$  となり、耐力が最も低いのは  $S_2$  となった。これより、図 4-26 に示す静的トラスのつり合からストラットの破壊相当荷重  $P_{sc}$  ( $=F_{us2} \cdot \sin \theta$ ) は  $491.5\text{kN}$  ( $F_{us2}=763.1\text{kN}$ ,  $\theta=40.1^\circ$ ) となった。供試体実験においても 4.2.5 (3)「供試体の破壊形態」に示すように載荷点近傍でコンクリートの圧壊の兆候が認められていることから、 $S_2$  の圧縮耐力が最も低くなったのは、実験結果とも合致している。なお、低減係数  $\beta_s$  は、ストラットの状況に応じて 0.40～1.0 の値が設定されており、供試体のひび割れの状況から、ストラットに平行なひび割れに挟まれて圧縮力を伝える梁のウェブのストラットとして設定されている  $\beta_s=0.60$  を用いた。また、 $S_2$  のストラット幅は、図 4-27 に基づく式(4.17)によって設定した。

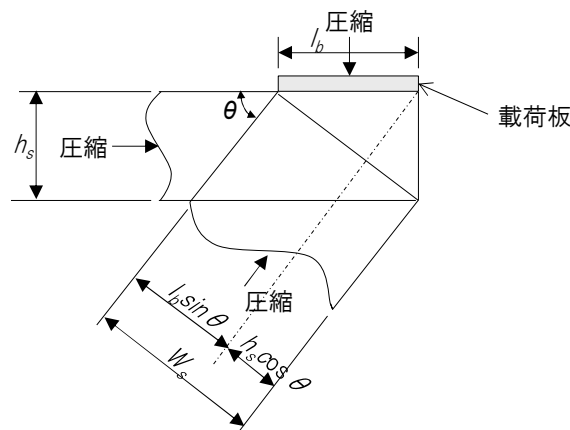


図 4-27 節点（載荷部）

$$W_s = h_s \cos \theta + l_b \sin \theta \quad (4.17)$$

ここで、 $W_s$ ：ストラットの幅

$h_s$ ：圧縮弦材の幅

$l_b$ ：載荷板の幅

$\theta$ ：ストラットの角度

ストラット幅の算定では、圧縮弦材の幅を 700kN 載荷時のコンクリートの圧縮応力度を矩形応力分布（等価応力ブロック）とした場合の等価応力ブロックの高さとし、圧縮ストラットの角度は図 4-26 に示す 40.1°、載荷板幅は 150mm より、ストラット幅は 148.6mm となった。

#### 4.4.2 *fib* コードによるせん断耐力の算定

##### (1) 基本のせん断耐力算定式

最新の *fib* Model Code 2010 (draft) <sup>(4.16)</sup>（以下、*fib* コードと表記）では、梁およびスラブを対象としたせん断耐力の算出において、設計等での精度を選定できるよう 3 つの水準に分類したせん断耐力算定式が示されている。このうち、Level I および Level III は修正圧縮場理論に基づいて導かれたものであり、Level I は概略設計に、Level III は詳細設計に用いることが可能なレベルとしている<sup>(4.17)</sup>。*fib* コードでは、それぞれのレベルに応じて、圧縮ストラットの角度（ $\theta$ ）とコンクリートが分担する設計せん断耐力に関わる係数（ $k_v$ ）を規定し、この 2 つのパラメータと設計せん断耐力の基本となる式(4.18)～式(4.20)によって設計せん断耐力を算出することを提案している。

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (4.18)$$

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w \quad (4.19)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4.20)$$

ここで、 $V_{Rd}$ ：設計せん断耐力

$V_{Rd,c}$ ：コンクリートが分担する設計せん断耐力

$V_{Rd,s}$ ：せん断補強鉄筋の分担する設計せん断耐力

$f_{ck}$ ：コンクリートの設計基準強度

$\gamma_c$ ：コンクリートの材料係数

$z$ ：圧縮合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離

$b_w$ ：ウェブの幅

$A_{sw}$ ：区間  $s_w$  に配置されているせん断補強鉄筋断面積

$s_w$ ：せん断補強鉄筋の配置間隔

$f_{ywd}$ ：せん断補強鉄筋の設計降伏強度  
 $\theta$ ：圧縮ストラットの角度  
 $\alpha$ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

この *fib* コードによる式は、PC 梁、RC 梁に関わらず適用可能であるが、4.3.5 (2)「乖離の要因」に示した土木学会示方書における修正圧縮場理論に基づく算定式(4.13)は、対象を軸方向力を受ける PC 梁に限定しており、RC 梁は実験データが少ない等の理由から、従来のディコンプレッションモーメントによる算定式を用いることとしている<sup>(4.5)</sup>。

ここでは、計算精度の高い LevelⅢにおけるせん断耐力算定式を用いて、供試体のせん断耐力を算出する。

## (2) LevelⅢのせん断耐力

LevelⅢにおける  $\theta$  とせん断補強鉄筋を配置する場合の  $k_v$  を式(4.21)～式(4.23)に示す。

$$\theta = 29^\circ + 7000 \varepsilon_x \quad (4.21)$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_{Ed} / z + 0.5 V_{Ed} \cot \theta + 0.5 N_{Ed} - A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (4.22)$$

$$k_v = \frac{0.4}{(1 + 1500 \varepsilon_x)} \quad (4.23)$$

ここで、 $\varepsilon_x$ ：断面中央高さにおける軸方向ひずみ

$M_{Ed}$ ：断面に作用する曲げモーメント

$V_{Ed}$ ：断面に作用するせん断力

$N_{Ed}$ ：断面に作用する軸方向圧縮力

$A_p$ ：PC 鋼材の断面積

$f_{po}$ ：PC 鋼材図心位置でのコンクリートのひずみがゼロになる時の PC 鋼材応力度

$E_s$ ：引張鉄筋のヤング係数

$A_s$ ：引張鉄筋の断面積

$E_p$ ：PC 鋼材のヤング係数

*fib* コードでは、計算を簡便とするために式(4.22)において  $0.5 \cot \theta = 1$  としているが、この場合には  $\theta = 26.6^\circ$  となり、FEM 解析 ( $\theta = 43.6^\circ$ ) や土木学会示方書による計算 ( $\theta = 41.4^\circ$ ) の結果と乖離していることから、圧縮ストラットの角度を考慮した式(4.22)を用いることとした。

LevelⅢの計算では、 $\theta$  と  $k_v$  を算出するために  $\varepsilon_x$  を算出する必要があり、式(4.22)を変形した式(4.24)によって  $F(\varepsilon_x) = 0$  となるよう収束計算を行い  $\varepsilon_x$  を算出した。なお、式(4.24)では、PC 鋼材の有効緊張力のせん断方向成分 ( $V_{pe}$ ) を考慮している。

$$F(\varepsilon_x) = 2(E_s A_s + E_p A_p) \varepsilon_x - (1 + L/z) V_{Rd} + V_{pe} + A_p f_{po} \quad (4.24)$$

ここで、 $V_{pe}$  : PC 鋼材の有効緊張力のせん断方向成分

$L$  : 支点から検討断面までの距離  $L = M_{Ed} / V_{Rd}$

式(4.18)～(4.24)によって B-B 断面でのせん断耐力を算出したところ、 $V_{Rd,c}=179.8\text{kN}$ 、 $V_{Rd,s}=117.9\text{kN}$  となり、 $V_{pe}=2.5\text{kN}$  を考慮すると  $V_{Rd}=300.2\text{kN}$  となった。なお、コンクリートは表 4-1 に示す強度試験値を、鉄筋および PC 鋼材は表 4-2 に示すミルシートの強度を用いた。また、安全係数は 1.0 とした。

#### 4.5 せん断耐力の比較検証

せん断耐力に関して、実験結果、FEM 解析結果とせん断耐力算定式（鉄道 RC 標準，土木学会示方書，ACI コード（ストラット-タイモデル），*fib* コード）による算出結果を表 4-9 に示す。なお，鉄道 RC 標準，土木学会示方書，*fib* コードは，いずれも B-B 断面でのせん断耐力を示しており，全荷重（固定死荷重＋付加死荷重＋列車荷重）によるものである。また，ACI コード（ストラット-タイモデル）は，ストラットの破壊相当荷重をせん断耐力とした。

表 4-9 せん断耐力評価の比較

		$V_c$ [kN]	$V_s$ [kN]	$V_{ps}$ [kN]	$V_y$ [kN]	(参考) 圧縮スト ラット角
実験値		228.3 <sup>※1</sup>	-	-	378.3 <sup>※2</sup>	-
FEM解析値		253.3	-	-	-	-
耐 力 算 定 式	鉄道RC標準	127.0	87.5	2.5	217.0	45°（固定）
	土木学会示方書	110.4	99.1	2.5	212.0	41.4°
	ACIコード（ストラット-タイモデル）	-	-	-	491.5	40.1°
	<i>fib</i> コード	179.8	117.9	2.5	300.2	41.4°

（固定死荷重分28.3kNを含む）

※1 斜めひび割れ発生荷重より算出（400kN/2+28.3kN）

※2 最終載荷荷重より算出（700kN/2+28.3kN）

コンクリートが分担するせん断耐力（ $V_c$ ）については，実験値と FEM 解析値はほぼ同等の値となった。これに対して，せん断耐力算定式による  $V_c$  は，*fib* コードが実験値，FEM 解析値に最も近い値となったが，いずれも実験値，FEM 解析値を下回る結果となった。土木学会示方書，*fib* コードは，修正圧縮場理論をベースとしたせん断耐力算定式であるが， $V_c$  は，*fib* コードが土木学会示方書の約 1.6 倍となった。これは，4.3.5 (2)「乖離の要因」に示したように土木学会示方書の軸方向力の影響を表す  $\beta_n$  が，プレストレスが小さい領域では，ディコンプレッションモーメントによる算出値よりも小さくなったことによるものであると考えられる。これに対して *fib* コードでは，ディコンプレッションモーメントによる算出値の 1.4 倍となっており，プレストレスが小さい領域でもディコンプレッションモーメントによる算出値を上回る値となっている。

また，せん断耐力（ $V_y$ ）については，鉄道 RC 標準，土木学会示方書，*fib* コードでは，いずれも実験値よりも小さくなった。これに対して，ACI コード（ストラット-タイモデル）では，実験値の約 1.3 倍となり，実験値を上回る結果となった。ただし，実験値はせん断破壊の初期段

階のものと想定され、破壊荷重はこれ以上になることを考慮する必要がある。さらに、 $V_y$  の算出に関して、FEM 解析で得られた  $V_c$  と土木学会示方書または *fib* コードで得られた  $V_s$  を合計するとそれぞれ 354.9kN, 373.7kN となり、実験値に近い値が得られる。このことから、FEM 解析においてスターラップのひずみに着目して  $V_c$  を算出し、修正圧縮場理論に基づく土木学会示方書式または *fib* コードによる  $V_s$  を加えることで、既設構造物のせん断耐力をある程度評価可能になるものと考えられる。

なお、せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力 ( $V_s$ ) に関わる圧縮ストラットの角度は、土木学会示方書、ACI コード (ストラット-タイモデル)、*fib* コードでは、ほぼ同様の値になっており、圧縮ストラットの角度を  $45^\circ$  で固定している鉄道 RC 標準では、 $V_s$  に過少評価を与えるものになっていると考えられる。

#### 4.6 本章の結論

本研究では、定着部付近での内ケーブルの破断を模擬して張力を解放した大型供試体による載荷実験を行い、FEM 解析によってコンクリートが分担するせん断性状の評価を行うとともに、諸外国のせん断耐力算定式を含めたせん断耐力の比較、検証を行った。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 大型供試体による載荷実験の結果、定着部付近で内ケーブルの張力を解放した場合でも、内ケーブルの張力を解放しない状況で鉄道 RC 標準によって算出したせん断耐力以上の耐力を有していることから、内ケーブルが定着部付近で破断しても早急に補強等の措置を実施する必要はない。
- 2) ACI コードに基づくストラットの破壊相当荷重は、実験での最終載荷荷重を上回る結果となったが、鉄道 RC 標準、土木学会示方書、*fib* コードによるせん断耐力は、いずれも実験値よりも小さくなり、設計では安全側の評価を与えるが、既設構造物のせん断耐力に対しては過少評価を与える傾向にあることから、既設構造物の補強設計の際には配慮する必要がある。
- 3) 土木学会示方書の修正圧縮場理論に基づく軸方向力の影響を表す  $\beta_n$  は、プレストレスが小さい領域ではディコンプレッションモーメントによる算出値よりも小さくなる。
- 4) 圧縮ストラットの角度は、ストラット-タイモデル、*fib* コード、土木学会示方書ともほぼ同様となったことから、ストラット-タイのモデル化は、適切に為されていると考えられる。また、圧縮ストラットを  $45^\circ$  で固定している鉄道 RC 標準によるせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力は、過小評価を与えるものになっていると考えられる。
- 5) 内ケーブルが定着部付近で破断した PC 桁について、汎用プログラムによる 3 次元非線形 FEM 解析に内ケーブル破断のモデル化を適用し、スターラップのひずみ挙動に着目して算出したコンクリートが分担するせん断耐力に、土木学会示方書式または *fib* コードで算出したせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力を加えることで、既設構造物のせん断耐力の評価が概ね可能になるものと考えられる。

#### 【参考文献】

- (4.1) 村田一郎，大坪正行，近藤拓也，森川英典：PCI 形桁の有効プレストレス変動のモニタリングに関する実験的研究，日本材料学会コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.10，pp.273-280，2010.11



- (4.2) 村田一郎, 野村倫一: 鋼材破断を模擬した PC 桁の緊張力モニタリング実験, 日本鉄道施設協会誌, Vol49, pp48-50, 2011.1
- (4.3) 村田一郎, 大坪正行, 近藤拓也, 田中克弘, 森川英典: PCI 形桁の有効プレストレス変動に対する外ケーブルモニタリングシステムの有効性に関する解析的研究, 日本材料学会コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.11, pp.177-184, 2011.11
- (4.4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物, 丸善, 2004.4
- (4.5) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 丸善出版, 2012.3
- (4.6) 森田司郎: 鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート設計計算入門/4 3. 設計計算の基本的条件, Vol.11, No.3, コンクリート・ジャーナル, 1973.3
- (4.7) 町田篤彦編: 大学土木 鉄筋コンクリート工学, オーム出版, pp.83-86, 2005.12
- (4.8) 土木学会: コンクリート標準示方書 (平成 3 年版) 改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向, コンクリートライブラリー, 第 70 号, pp.61-64, 1991.9
- (4.9) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書 改訂資料 - 基本原則編・設計編・施工編 -, コンクリートライブラリー, 第 138 号, pp.122-127, 2013.5
- (4.10) 岡本大, 谷村幸裕, 渡辺忠朋, 藤田郁美: T形断面を有するRC梁のせん断耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.331-336, 2004
- (4.11) 岡本大, 川村力, 服部尚道, 酒谷弘行: せん断補強を有する鉄筋コンクリートT型梁のせん断耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.313-318, 2005
- (4.12) 土木学会: RC・PC構造物の設計に関する現状と今後の展望 - RC・PC部会報告 -, コンクリート技術シリーズ22, pp.45-46, 1997.8
- (4.13) 田村聖, 濱田譲, Manakan LERTSAMATTIYAKUL, 二羽淳一郎: 矩形断面を有するPCはり部材のせん断耐力評価法に関する一考察, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.6, pp.101-110, 2003.11
- (4.14) American Concrete Institute(ACI) Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI318-11), pp387-401, Aug. 2012
- (4.15) Robin G.Tuchscherer, David B.Bircher and Oguzhan Bayrak: Strut-and-tie model design provisions, PCI journal, pp155-170, Winter 2011
- (4.16) fib: Model Code 2010 (First complete draft), Bulletin 56, pp30-43, 2010
- (4.17) fib: Shear and punching shear in RC and FRC elements, Bulletin 57, pp.15-30, Oct.2010

## 第5章 外ケーブル張力モニタリング方式の設計方法と実橋への適用に関する研究

### 5.1 本章の目的

PC 桁では、コンクリートに圧縮力を与えている内ケーブルに所要の緊張力が確保されていることが構造体として機能を果たすための要件であり、内ケーブルが破断すると耐荷力が損なわれるばかりではなく、PC 桁のプレストレスが低下し、曲げひび割れが発生して伸展するような状態に至ると、健全性が大きく損なわれることとなる。外ケーブル張力モニタリング方式では、このような内ケーブルの破断を推定でき、外ケーブルによって健全性を確保することが目的となることから、既設 PCI 形桁に本方式を適用するためには、要求性能を明確にしたうえで目的を満足するための機能の確保が可能な設計手法を構築する必要がある。また、第3章に示した実橋梁を模擬した大型供試体による載荷実験やファイバー要素を用いた非線形解析では、内ケーブルが破断した際の外ケーブルの張力変動についての検証をいずれも1主桁を対象として実施した。しかし、実橋梁は、多主桁による格子構造であり、設計応答値を算定する場合には、このような構造での内ケーブルの破断に伴う PCI 形桁の挙動を精度よく把握することが重要となる。

本章では、外ケーブル張力モニタリング方式を適用するために設置する外ケーブルに必要な強度、本数、初期張力等（以下、外ケーブルの設置本数等と表記）を算定するための設計方法について提案した。また、設計応答値の算定では、第3章 3.4「ファイバーモデルによる解析」で検証を行ったファイバー要素による非線形フレーム解析を用い、この解析に対応した性能照査の方法を提案した。さらに、実橋への試験施工にあたり、今回提案した方法に基づき設計、解析を行った結果および試験施工の概要について述べる。

### 5.2 設計の考え方

#### 5.2.1 外ケーブル張力モニタリング方式のコンセプト

外ケーブル張力モニタリング方式では、内ケーブルの破断に至っていないと想定される既設 PC 桁に補強兼モニタリング用の外ケーブルを設置することによって、下記の機能を合わせ持つことをコンセプトとしている。

- (a) 内ケーブルが破断し、これに伴ってプレストレスが低下したとしても、この内ケーブルの破断を推定でき、要求性能の確保が可能な予防維持管理の機能を有していること
- (b) 外ケーブルを再緊張することによって内ケーブルの破断に伴って消失したプレストレスを回復する事後維持管理の機能を有していること
- (c) さらに、劣化が進行し PC 桁の全ての内ケーブルが破断したとしても要求性能の確保が可能な機能を有していること

特に、鉄道では取り換えによる長期にわたる列車の運休が困難であり、PC 桁に予防維持管理の考え方を適用することは意義深いと考える。

#### 5.2.2 設計の基本概念

外ケーブル張力モニタリング方式の設計方法は、外ケーブルの張力計測用センサの計測精度を踏まえて構築する必要がある。外ケーブル張力モニタリング方式で目標とするモニタリング精度は、1～2本の少本数の内ケーブルの破断を死荷重状態で推定することである。しかし、第3章 3.5.4「解析結果および検証」で示したように、図 2-11 に示す PC グラウトの充填不足が発生し

やすい箇所を考慮して、支間中央の  $L/2$  点 ( $L$ : 支間) または内ケーブルの偏向部近傍の  $L/4$  点で内ケーブルの張力を部分的に解放したケースについて解析を行った結果、現行のセンサの計測精度では、死荷重状態において 8 本の内ケーブルのうち 4 本の張力を解放した場合に外ケーブルの張力変動の検知が可能となり、少本数の内ケーブルの破断を死荷重状態では推定できないとの結論を得た。ただし、このようなセンサの計測精度近傍での外ケーブル張力を捕捉するためには、温度変化による外ケーブルの張力変動を考慮しておく必要があると考えられる。この温度変化による外ケーブルの張力変動は、温度変化による PC 桁の回転や伸縮量と外ケーブルの伸縮量の差分となり、この影響度合いを検証したうえで外ケーブルの張力変動を評価する必要がある。しかし、これを把握することは現時点では非常に困難であることから、温度変化による影響を考慮する必要のない外ケーブルの張力として、第 6 章 6.2「管理値設定の考え方」に後述する死荷重状態から列車荷重の载荷によって増加する外ケーブルの張力（以下、外ケーブル張力の列車荷重増分量と表記）を内ケーブル破断の推定のための閾値（以下、管理値と表記）の設定に用いることとした。

また、後述する表 6-6 から、外ケーブル張力の列車荷重増分量は、内ケーブルの破断本数が増加したとしても曲げひび割れが発生するまでは、その値にほとんど変化はなく、さらに内ケーブルが破断して曲げひび割れが発生した段階あるいはそれ以降に外ケーブル張力の列車荷重増分量がセンサの計測精度以上となることが分かった。このことから、内ケーブルの破断は、曲げひび割れ発生後の外ケーブル張力の増分量によって推定することとした。ただし、管理値を超過した時点では、内ケーブルの破断によって既に曲げひび割れが発生していることから、設計においては、このような状態でも外ケーブルの設置によって要求性能を満足するよう外ケーブルの設置本数等を設定する必要がある。さらに、外ケーブルを再緊張することで、内ケーブルの破断によって消失したプレストレスを回復できる本数としておく必要がある。なお、外ケーブル張力の列車荷重増分量が管理値を超過した場合には、内ケーブルの破断に対する詳細な調査を行い、内ケーブルの破断位置、破断本数等を踏まえて外ケーブルの再緊張を行い、PC 桁の健全性を確保する必要がある。ただし、再緊張時には、内ケーブルの破断箇所以外でオーバーストレスとならないよう留意する必要がある。また、外ケーブル設置時の初期緊張力は、PC 桁の上りによって乗り心地に影響を与えないように  $0.1 P_u$  程度 ( $P_u$ : 外ケーブルの引張強度) を基本とする。

ここで説明した本方式における外ケーブル設置の考え方を図 5-1 に示す。

### 5.2.3 性能照査の考え方

外ケーブル張力モニタリング方式を適用するための設計計算の目的は、内ケーブルが破断した場合の要求性能に対する照査を行うことによって、外ケーブルの設置本数等を算定すること、および外ケーブルに設置したセンサの計測値から内ケーブルの破断を推定するための管理値を算定することにある。要求性能に対する照査は、5.2.1「外ケーブル張力モニタリング方式のコンセプト」に基づき、想定する内ケーブルの破断状態に対して下記に示す 2 段階（設計Ⅰおよび設計Ⅱ）に区分して行うこととする。2 段階に区分して設計を行うのは、当初設置する外ケーブルが、過大補強とならないようにすること、また、内ケーブルが全数破断した場合でも外ケーブルの必要本数が設置可能となるよう、当初の外ケーブルの設置段階から定着部や偏向部の構造、設置位置を配慮しておく必要があることにもよっている。

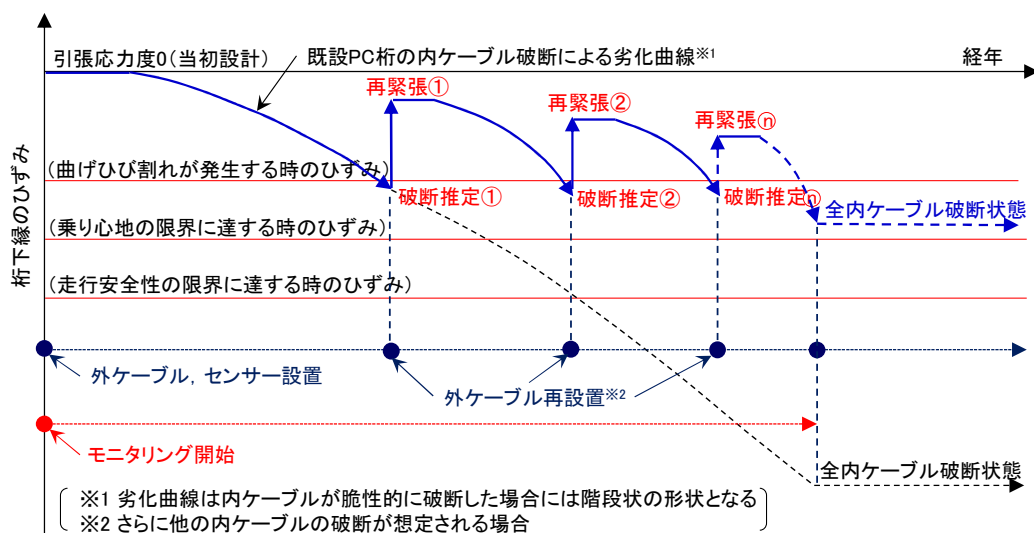


図 5-1 外ケーブル設置の考え方

### (1) 曲げひび割れが発生する本数の内ケーブルが破断した場合の性能照査（設計Ⅰ）

設計Ⅰは、5.2.1「外ケーブル張力モニタリング方式のコンセプト」の(a), (b)の機能確保を目的とするものである。設計Ⅰでは、外ケーブルを設置した状態で内ケーブルの破断に伴い、列車荷重の載荷によって発生する曲げひび割れに対して要求性能を満足させるための外ケーブルの設置本数等について照査を行うこととする。また、内ケーブルの破断によるプレストレスの消失の回復が可能となる外ケーブル再緊張力についても計算する。なお、管理値の設定は設計Ⅰで行うが、この設定方法は第6章に詳述する。

### (2) 内ケーブルが全数破断した場合の性能照査（設計Ⅱ）

設計Ⅱは、5.2.1「外ケーブル張力モニタリング方式のコンセプト」の(c)の機能確保を目的とするものである。設計Ⅱでは、内ケーブルが全本数破断した場合に対して要求性能を満足させるための外ケーブルの設置本数等について照査を行うこととする。設計Ⅰの段階からさらに劣化が進行し、さらなる内ケーブルの破断が想定される場合には、設計Ⅱで得られた外ケーブルの設置本数を追加設置する。

## 5.3 設計手順

設計手順のフローを図5-2に示す。フロー図に示すとおり、設計Ⅰ、設計Ⅱともに最初に内ケーブルが破断したことを仮定して設計を実施することから、ここでは、内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さおよび外ケーブルの設置本数等の設定の考え方について述べる。

### 5.3.1 内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さの設定

内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さは、PC桁の要求性能の評価に大きな影響を与え、外ケーブルの設置本数等の算定において重要なものとなる。内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さを仮定する場合、これらの組み合わせは無数にあり、全てのケースに対してPC桁の要求性能を検証することは現実的ではない。そこで、図2-11に示すPCグラウトの充填不足が発生しやすい箇所および第4章で示した定着部付近で内ケーブルが破断した場合のせん断耐力の実験結果を踏まえ、最初に外ケーブルの設置本数等を算定する場合の内ケーブル破断位置は、曲げ耐力に最も影響を与える支間中央とする。また、内ケーブルの破断長さは、既往の調査結果を示

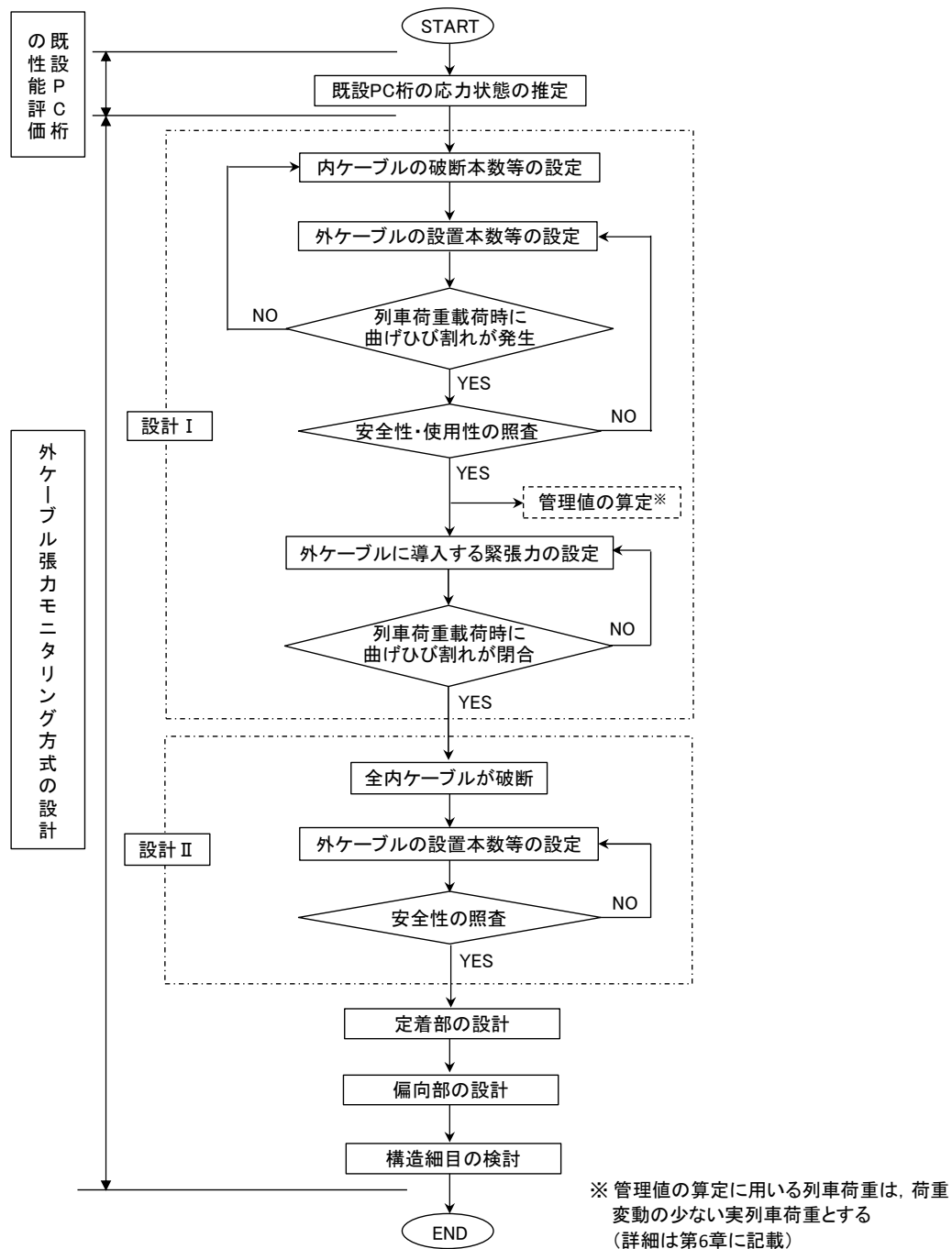


図 5-2 外ケーブル張力モニタリング方式の設計手順

す図 2-10 からグラウトの充填不足の範囲を 1m とし、破断長さも 1m と仮定する。さらに、内ケーブルの破断本数は、軌道直下の最も列車荷重の影響を受けると考えられる主桁を対象として、支間中央で 1m 間のプレストレスが消失した場合に、列車荷重載荷時に曲げひび割れが発生する本数とする。なお、軌道直下の主桁とは、軌道中心近傍の 2 主桁のことをいう。ただし、この仮定は、内ケーブルが破断していないと考えられる PC 桁に外ケーブル張力モニタリング方式を適用する場合の設計に用いるものであり、内ケーブルの破断が推定された場合には、内ケーブルの破断位置、破断本数等に対する詳細な調査を実施したうえで、その結果を用いて再度、設計を行い、外ケーブルの設置本数等を算定することとなる。

### 5.3.2 外ケーブルの設置本数等の設定

設計Ⅰにおいて最初に設置する外ケーブルは、外ケーブルを設置した状態で列車荷重載荷時に曲げひび割れが発生する内ケーブルの破断に対して、要求性能を満足する本数とし、外ケーブルを再緊張することによって内ケーブルの破断に伴って消失したプレストレスの回復が可能なものとする。最初に設置する外ケーブルは軌道直下の主桁とし、1主桁当り左右に1本ずつ設置するのを最小とする。ただし、横桁の安全性、主桁のねじりの安全性等が確認できれば、設置する外ケーブルは1主桁のみの設置でもよいが、別途シミュレーション等によって使用性（乗り心地）についての検討を行う必要がある。さらに、劣化が進行して設計Ⅰで設定した以上の内ケーブルの破断が想定される場合には、内ケーブルの破断位置、破断本数等に対する詳細な調査を実施し、その結果を踏まえて内ケーブルの破断によって消失したプレストレスの回復が可能な外ケーブルの設置本数等を算定するために再設計を行うこととなる。この場合には、外ケーブルの再緊張によってPC桁に導入されるプレストレスが、内ケーブルの破断箇所以外の箇所でもオーバーストレスとならないよう留意する必要があることから、外ケーブルの再緊張によるPC桁の上り量を確認することとする<sup>(5.1)</sup>。上り量の限界値は、軌道保守の整備基準値を踏まえ、乗り心地から定まる主桁のたわみの限界値（表5-4参照）の半分程度を目安とする。また、コンクリートの縁応力度が、鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物<sup>(5.2)</sup>（以下、鉄道RC標準と表記）に基づく設計圧縮強度および設計引張強度以下となっている必要がある。

### 5.4 要求性能

本設計で考慮する要求性能は、設計Ⅰにおいては安全性（破壊）および使用性（乗り心地）とし、設計Ⅱにおいては安全性（破壊、走行安全性）とする。設計Ⅱにおいて設計上可能であれば使用性（乗り心地）を満足させることとする。なお、外ケーブルに対する疲労破壊については、図6-11で後述するように曲げひび割れが発生する段階での外ケーブルの張力は20kN程度で、応力レベルでは16N/mm<sup>2</sup>程度となりPC鋼材の引張強度の0.8%程度であることから、照査を省略することとした。表5-1に要求性能、性能項目、考慮する作用を示す。

表 5-1 設計に対する要求性能と性能項目

要求性能	性能項目		考慮する作用	設計種別	
				設計Ⅰ	設計Ⅱ
安全性	破壊	耐荷能力を保持する性能	全ての作用の最大作用	○	○
	走行 安全性	列車が安全に走行できる性能	変動作用（列車荷重、衝撃荷重）	—	○
使用性	乗り 心地	お客様に快適な乗り心地を提供するための性能	変動作用（列車荷重、衝撃荷重）	○	△※

※ 設計上可能であれば満足させる

### 5.5 性能照査

#### 5.5.1 性能照査指標

性能照査は、鉄道RC標準に基づき、5.6.1に示す「安全係数」を用い、5.7に示す「設計応答値」を算定したうえで、表5-2に示す安全性、使用性（乗り心地）に関する性能照査指標に基づ

き式(5.1)により行う。

$$\gamma_i \cdot I_{Rd} / I_{Ld} \leq 1.0 \quad (5.1)$$

ここで、 $I_{Rd}$ ：設計応答値

$I_{Ld}$ ：設計限界値

$\gamma_i$ ：構造物係数（ここでは 1.0 とする）

表 5-2 性能照査指標

要求性能	性能項目		設計応答値 $I_{Rd}$	設計限界値 $I_{Ld}$
安全性	破壊	(曲げ)	コンクリートの圧縮ひずみ $\varepsilon_d$	コンクリートの終局圧縮ひずみ $\varepsilon_{cu}$
			外ケーブルの応力度 $f_d$	外ケーブルの引張強度 $f_{pud} \times 0.84$
		(せん断)	設計せん断力 $V_d$	設計せん断耐力 $V_{yd}$
	走行安全性		変位・変形量 $\delta_d$	変位・変形量 $\delta_{ls}$
使用性	乗り心地		変位・変形量 $\delta_d$	変位・変形量 $\delta_{lc}$

### 5.5.2 安全性（破壊）に対する性能照査

一般的に、桁の安全性における曲げ破壊の性能照査は、作用断面力（設計応答値）と曲げ耐力（設計限界値）とを比較することとしている。しかし、外ケーブルを設置した PC 桁では平面保持の仮定が成立しないことから、大変形時の部材の終局曲げ耐力を算定することが困難となる。そこで、本設計における曲げ破壊の性能照査は、後述する表 5-7 に示す曲げ破壊荷重を作用させた場合の PC 部材のコンクリートの圧縮ひずみと外ケーブルの応力度を算出し、設計限界値以下であることを確認する方法とした。

### 5.5.3 安全性（走行安全性）、使用性（乗り心地）に対する性能照査

安全性（走行安全性）、使用性（乗り心地）における設計限界値は、鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限<sup>(5.3)</sup>に基づき、安全性（走行安全性）は表 5-3、使用性（乗り心地）は表 5-4 に示す値とし、支間中央でのたわみの設計応答値との比較によって性能照査を行う。なお、多主桁では、主桁ごとにたわみが異なるが、軌道直下の 2 主桁のたわみが、安全性（走行安全性）、使用性（乗り心地）のたわみの設計限界値を上回らないことを確認する。

表 5-3 走行安全性から定まる主桁のたわみの設計限界値<sup>(5.3)</sup>

連数	列車速度 (km/h)	スパン長 $L_b$ (m)									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
単連	260	$L_b/700$									
	300	$L_b/900$									
	360	$L_b/1100$									
複数連	260	$L_b/1200$					$L_b/1400$				
	300	$L_b/1500$					$L_b/1700$				
	360	$L_b/1900$					$L_b/2000$				

表 5-4 乗り心地から定まる主桁のたわみの設計限界値<sup>(5.3)</sup>

連数	列車速度 (km/h)	桁または部材のスパン長 $L_b$ (m)									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100以上
単連	260	$L_b/2200$	$L_b/1700$	$L_b/1200$	$L_b/1000$						
	300	$L_b/2800$	$L_b/2000$	$L_b/1700$	$L_b/1300$	$L_b/1100$					
	360	$L_b/3500$	$L_b/3000$	$L_b/2200$	$L_b/1800$	$L_b/1500$					
複数連	260	$L_b/2200$	$L_b/1700$								
	300	$L_b/2800$	$L_b/2000$								
	360	$L_b/3500$	$L_b/2800$	$L_b/2200$							

## 5.6 設計条件

### 5.6.1 安全係数

鉄道 RC 標準では、材料強度から設計断面耐力を求める過程で 2 個の安全係数（材料係数，部材係数）を，また，荷重から設計断面力を求める過程で 2 個の安全係数（作用係数，構造解析係数）をそれぞれ設定し，さらに，式(5.1)に示す設計断面力と設計断面耐力との比較を行う過程で 1 個の安全係数（構造物係数）を設定する部分安全係数法の体系となっている。ただし，非線形解析では，作用させる荷重に応じた設計応答値が算定されることから，各安全係数を式(5.2)によって作用係数（ $\gamma_f$ ）に集約し，この作用係数を性能照査用の荷重に考慮することとした。

$$\gamma_f = \gamma_{f0} \cdot \gamma_{a0} \cdot \gamma_{b0} \cdot \gamma_{i0} \quad (5.2)$$

ここで， $\gamma_f$ ：本設計における作用係数

$\gamma_{f0}$ ：鉄道 RC 標準による作用係数で 1.1 とする

$\gamma_{a0}$ ：鉄道 RC 標準による構造解析係数で 1.0 とする

$\gamma_{b0}$ ：鉄道 RC 標準による部材係数で，曲げ部材では 1.1，せん断部材では 1.3 とする

$\gamma_{i0}$ ：鉄道 RC 標準による構造物係数で 1.2 とする

なお，材料係数は，解析における入力値に考慮されることから式(5.2)では考慮していない。式(5.2)より， $\gamma_f$ は曲げに対しては 1.452，せん断に対しては 1.716 となり，本設計では，曲げ破壊の作用係数を 1.5，せん断破壊の作用係数は曲げ破壊作用係数の 1.15 倍の 1.725 とした。これらをまとめると本設計で用いる安全係数は表 5-5 となる。また，参考として鉄道 RC 標準による標準的な安全係数を表 5-6 に示す。

表 5-5 安全係数（外ケーブル張力モニタリング方式）

要求性能	性能項目		作用係数 $\gamma_f$	構造物 解析係数 $\gamma_a$	材料係数 $\gamma_m$		部材係数 $\gamma_b$	構造物 係数 $\gamma_i$
					$\gamma_c$	$\gamma_s$		
安全性	破壊	(曲げ)	1.5	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0
		(せん断)	1.725					
	走行安全性		1.0					
使用性	乗り心地		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0



表 5-6 安全係数（鉄道 RC 標準による標準的な値）

要求性能	性能項目		作用係数 $\gamma_f$	構造物 解析係数 $\gamma_a$	材料係数 $\gamma_m$		部材係数 $\gamma_b$	構造物 係数 $\gamma_i$
					$\gamma_c$	$\gamma_s$		
安全性	破壊	曲げ，走行安全性	1.0～1.2	1.0	1.3	1.0	1.1	1.0～1.2
		せん断					1.2～1.3	
使用性	乗り心地		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

### 5.6.2 作用

一般的に性能照査にあたっては，鉄道 RC 標準に示す作用のうち，固定死荷重 ( $D_1$ )，付加死荷重 ( $D_2$ )，列車荷重 ( $L$ )，衝撃荷重 ( $I$ )，遠心荷重 ( $C$ )，プレストレス力 ( $P_s$ )，コンクリートの収縮の影響 ( $S_H$ )，コンクリートのクリープの影響 ( $C_R$ ) を考慮することとなる。コンクリートの収縮の影響については，建設されて間もない PC 桁に外ケーブルを設置する場合には，考慮する必要があるが，建設されてから長期間経過している PC 桁では，考慮する必要はない。また，コンクリートのクリープの影響については，内ケーブル破断前に導入する外ケーブルの初期緊張力は  $0.1 P_u$  ( $P_u$ : 外ケーブルの引張強度) 程度であることから，考慮しなくてもよいこととした。また，内ケーブル破断後についても，外ケーブルの緊張力は，消失した内ケーブルの張力を捕捉するものであり，PC 桁全体としてプレストレスが大きくなることはないことから，クリープの影響を考慮する必要はないものと考えられる。ただし，定着部の緊結用 PC 鋼材の設計には，コンクリートの収縮の影響，クリープの影響を考慮する必要がある。

作用の特性値は，鉄道 RC 標準に従い，作用の種類ごとに算定する。本設計における作用の組合せを表 5-7 に示す。安全性（破壊）における作用の組合せは，建造物等設計標準解説 プレストレストコンクリート鉄道橋<sup>(5.4)</sup>に準拠した。なお，列車荷重は，実荷重を基に定めることとし，新幹線の場合は，現時点の列車荷重である H-12（軸重 120kN）（乗車率 100%）を用いることとする。H 荷重の軸配置を図 5-3 に示す。その際，設計Ⅰでは，内ケーブルが破断すると想定される主桁側の単線載荷とし，設計Ⅱでは，上下線複線載荷とする。また，内ケーブルの破断を推定するための管理値の算定では，あらかじめセンサで計測する対象列車を設定し，この列車荷重を単線載荷させるものとする。

表 5-7 設計作用の組合せ

要求性能	性能項目	設計作用の組合せ
安全性	破壊(曲げ)	$1.5 (D_1 + D_2) + P_s + 1.5 (L + I + C)$
	破壊(せん断)	$1.725 (D_1 + D_2) + P_s + 1.725 (L + I + C)$
	走行安全性	$L + I + C$
使用性	乗り心地	$L + I + C$

[凡例]  $D_1$  : 固定死荷重， $D_2$  : 付加死荷重， $L$  : 列車荷重， $I$  : 衝撃荷重，  
 $C$  : 遠心荷重， $P_s$  : プレストレス力

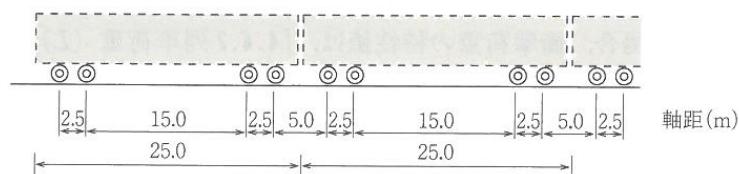


図 5-3 H 荷重による軸配置<sup>(5.2)</sup>

## 5.7 設計応答値

### 5.7.1 解析モデル

内ケーブルの破断に伴う外ケーブルの張力変動を把握する場合、PC 桁の非線形性を精度よくモデル化する必要がある。このことから、応答解析に用いるモデルでは、主桁のひび割れに伴う剛性低下は、主桁にファイバー要素を適用することでコンクリートの材料非線形を考慮し、主桁との平面保持の仮定が成り立たない外ケーブルは、主桁とは独立したトラス要素でモデル化することで幾何学的非線形を考慮した（以下、ファイバーモデルと表記）。なお、第3章では、外ケーブルを設置した単純1主桁にファイバーモデルを適用して非線形フレーム解析を行い、終局時近傍までの挙動のモデル化が可能であることを検証している<sup>(5.5)</sup>。しかし、実橋梁は多主桁による格子構造であることから、応答解析では、弾性梁要素でモデル化した横桁で主桁を接合した図5-4に示すモデルを用いることとした。モデルの構成要素を表5-8に示す。なお、応答解析では、図5-5に示すように作用荷重が各作用係数に達するまでプッシュオーバー解析を行うこととした。これにより、使用限界状態から各終局限界状態まで一連の解析で設計応答値を算定できる手法とした。

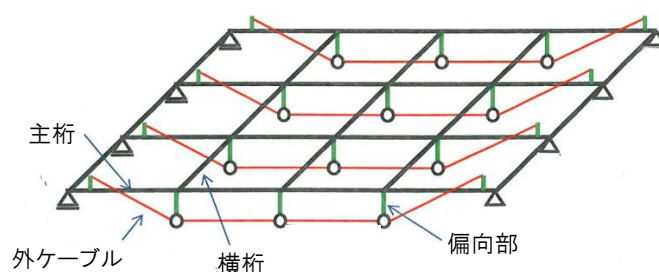


図 5-4 応答解析モデル

表 5-8 構成要素

部材	要素	備考
主桁	非線形ファイバー要素	—
横桁	梁要素	弾性
鉄筋	埋め込み鉄筋要素	—
内ケーブル	埋め込み鉄筋要素	—
外ケーブル	トラス要素	—
コンクリート～偏向部間	梁要素	剛
偏向部～外ケーブル間	バネ要素	—

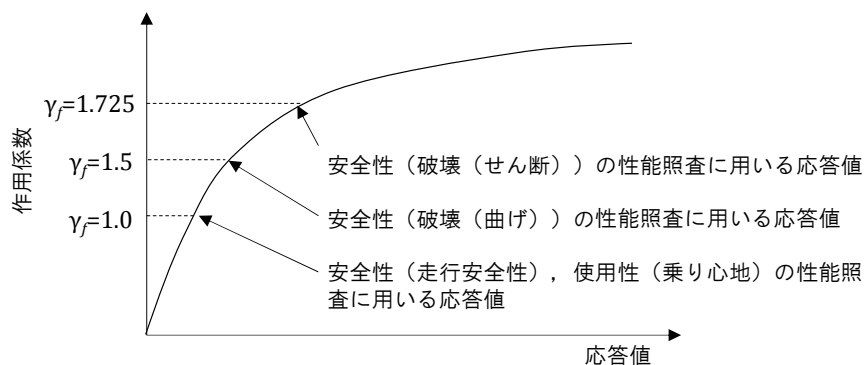


図 5-5 性能照査のイメージ

### 5.7.2 材料モデル

材料モデルでは、コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係および鉄筋、PC 鋼材の応力-ひずみ関係については、鉄道 RC 標準に基づくモデルを適用した。また、コンクリートの引張応力-ひずみ関係については、土木学会コンクリート標準示方書<sup>(5.6)</sup>に基づき、鉄筋の付着が期待できる鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域（以下、RC ゾーンと表記）と無筋コンクリート要素でモデル化する領域（以下、PL ゾーンと表記）に区分する安<sup>(5.7)</sup>らによるモデルを適用した。RC ゾーン、PL ゾーン概念図を図 5-6 に示す。このモデルは、RC ゾーンにはテンションスティフニング効果を与え、PL ゾーンには引張軟化特性を与えるもので、モデルの有効性は、第 3 章 3.4「ファイバーモデルによる解析」に記載している。

材料強度については、補強対象の橋梁に対して材料試験を行い確認することが望ましいが、困難な場合には、設計図に示されている材料強度を用いて設定することとする。特に、PC 桁では、コアを採取した位置でのプレストレスは回復できないことから、山陽新幹線においても PC 桁でのコア採取は、アルカリシリカ反応等の劣化調査以外ではほとんど実施されていない。参考に、過去に実施した山陽新幹線 PC 桁での調査結果（2 箇所）では、コアによるコンクリートの圧縮強度は設計基準強度の 1.2～1.3 倍程度であった。なお、第 4 章 4.2.6「実験に関する考察」に示すとおり、コンクリートの実圧縮強度が設計基準強度の 1.3 倍、鉄筋および PC 鋼材の実引張強度が規格強度の 1.1 倍の場合には、ひび割れ耐力、曲げ耐力は実強度による計算値が 1.1 倍程度となり、せん断耐力については、ほぼ同等の値との結果を得ている。

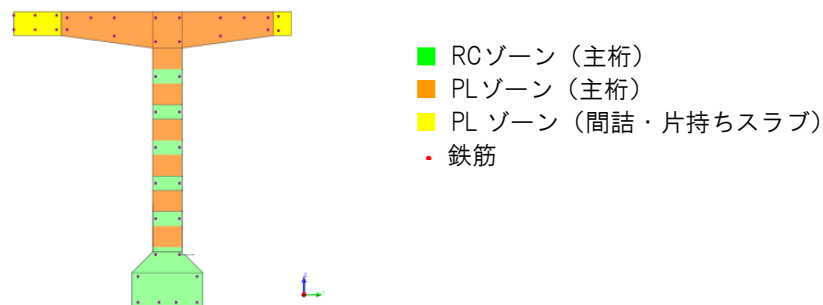


図 5-6 RC ゾーン、PL ゾーン概念図

### 5.7.3 内ケーブル破断のモデル化

内ケーブルの部分的な張力解放のモデル化には、第 3 章 3.2.2 (1)「解析モデル」に示す DIANA に設定されている非アクティブ機能（解析上、一部の要素を欠落させる機能）を用いた。また、張力を解放したことによる内ケーブルの定着長には、第 3 章 3.5.1「解析モデル」の考え方を適用した。なお、内ケーブルの破断位置、破断長さは、5.3.1「内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さの設定」に示したとおりである。

## 5.8 試験施工橋梁の解析

外ケーブル張力モニタリング方式を実橋梁に適用するにあたり、モニタリングの有効性等の検証を目的として実橋梁での試験施工を実施した。ここでは、試験施工の対象とした橋梁（以下、試験施工桁と表記）の外ケーブルの設置本数等を算定するために、上記に示した設計方法および解析手法に基づき、フレーム解析を行ったのでその概要を示す<sup>(5.8)</sup>。

### 5.8.1 橋梁の概要

試験施工桁は、昭和40年代に施工されたPCI形複線4主桁<sup>(5.9)</sup>である。断面図、鋼材配置図を図5-7に、設計条件を表5-9に示す。試験施工桁は、1主桁あたり上縁定着2本、端部定着4本の計6本の内ケーブルが配置されている。当初設計では、曲線区間（半径3500m）として設計されているが、試験施工桁は直線区間に設置されている。また、列車荷重は、表5-9に示すとおり設計時はN-19、P-19（軸重19t）であるが、現行は、5.6.2「作用」に示すH-12（軸重120kN）であり、これらを試験施工桁の支間中央でのコンクリートの応力度（荷重の組合せは、死荷重＋列車荷重＋衝撃荷重＋プレストレス力）で比較したものを図5-8に示す。図5-8より、試験施工桁は、現行の列車荷重に対して相当余裕を有していることが分かる。

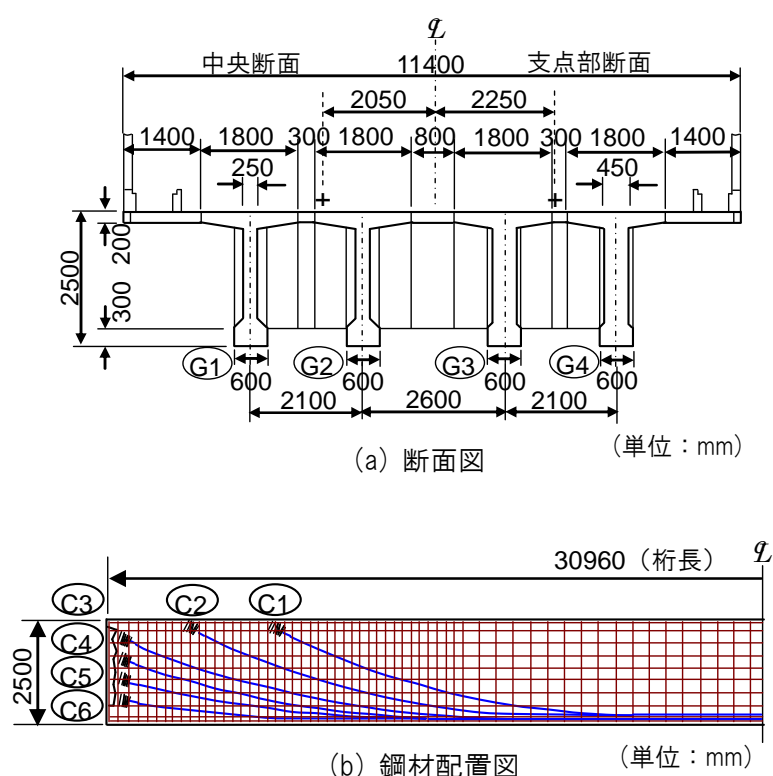


図 5-7 橋梁一般図

表 5-9 設計条件

項 目		緒 元
支間		30.2m
曲線半径		3500m
設計活荷重		N-19,P-19
衝撃係数		0.289
コンクリート	設計基準強度	400kgf/cm <sup>2</sup>
	プレストレス導入時	350kgf/cm <sup>2</sup>
PC鋼材	主ケーブル	12-φ12.4mm,SWPR7A
	横締め鋼棒	SBPR95/110, φ24mm, φ30mm

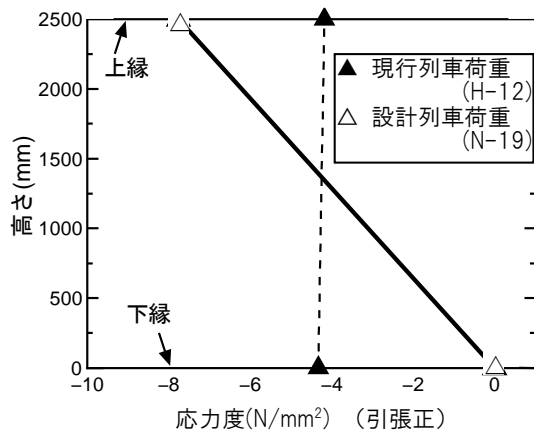


図 5-8 列車荷重による桁上縁・桁下縁の応力度の比較

## 5.8.2 性能照査の結果

### (1) 設計 I

解析では、5.3.1「内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さの設定」に示した考え方に基き、図 5-7 に示す G4 桁の内ケーブルが、支間中央において桁断面の下段 (C6) から破断長さ 1m で順次破断すると仮定した。この場合、4 本の内ケーブルが破断すると列車荷重載荷時 (H-12) に G4 桁に曲げひび割れが発生した。これに対して、外ケーブルを再緊張することで、内ケーブルの破断に伴って消失したプレストレスの回復が可能となる外ケーブルの設置本数等を算出したところ、各主桁の左右に 9S15.2 (SWPR7B) の外ケーブルをそれぞれ 1 本配置し、緩み防止のために  $0.1P_u$  ( $P_u$ : 外ケーブルの引張強度) の初期緊張力を導入することによって性能照査を満足する結果となった。この外ケーブルの配置を図 5-9 に示す。また、性能照査に関わる安全性 (曲げ破壊)、使用性 (乗り心地) の検討結果を図 5-10 に示す。設計応答値は、コンクリートの圧縮

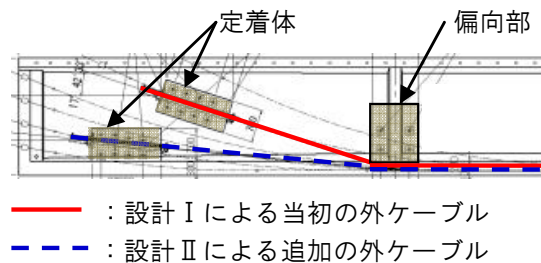


図 5-9 外ケーブル、定着体、偏向部の配置

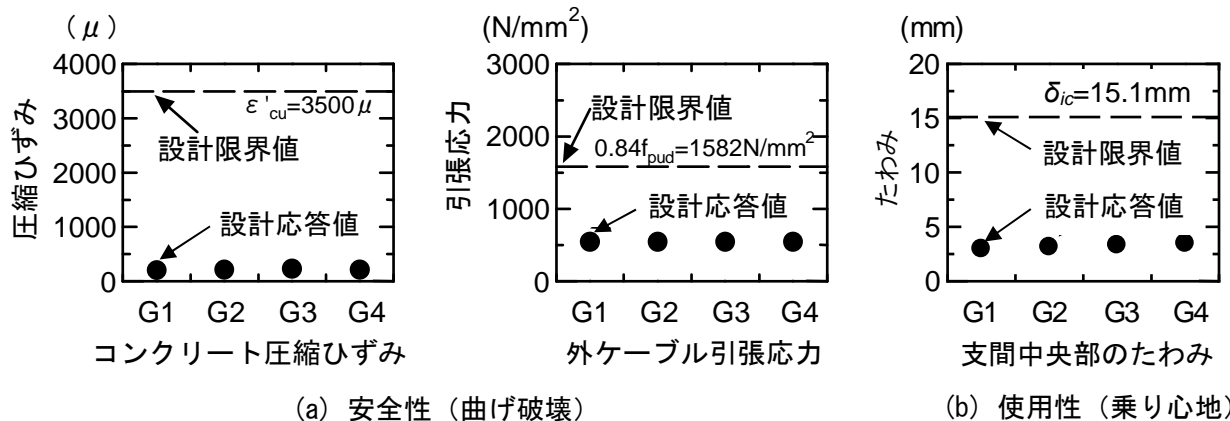


図 5-10 設計 I の照査結果

ひずみ  $\varepsilon_d=201\sim 231\mu$ ，外ケーブルの引張応力  $f_d=545\text{N/mm}^2$ ，たわみ  $\delta_d=2.98\sim 3.46\text{mm}$  であり，いずれも設計限界値（コンクリートの終局圧縮ひずみ  $\varepsilon'_{cu}=3500\mu$ ，外ケーブルの引張強度  $f_{pud}\times 0.84=1582\text{N/mm}^2$ ，たわみ  $\delta_{ls}=15.1\text{mm}$ ）に対して十分安全な結果となっている。また，せん断破壊についても，いずれの断面においても照査を満足していることを確認した。

## (2) 設計Ⅱ

内ケーブルが全本数破断した場合には，図 5-9 に示すように各主桁の左右にそれぞれ 9S15.2 (SWPR7B) の外ケーブル 2 本を配置することで対応可能であることが分かった。なお，外ケーブルの導入緊張力は  $0.55 P_u$  とした。また，性能照査に関わる安全性（曲げ破壊），走行安全性の検討結果を図 5-11 に示す。設計応答値は，コンクリートの圧縮ひずみ  $\varepsilon_d=420\sim 427\mu$ ，外ケーブルの引張応力  $f_d=1040\text{N/mm}^2$ ，たわみ  $\delta_d=5.11\sim 5.15\text{mm}$  であり，いずれも設計限界値（コンクリートの終局圧縮ひずみ，外ケーブルの引張強度は設計Ⅰと同様の値，たわみ  $\delta_{ls}=20.1\text{mm}$ ）に対して十分安全な結果となっている。また，せん断破壊についても，いずれの断面においても照査を満足していることを確認した。

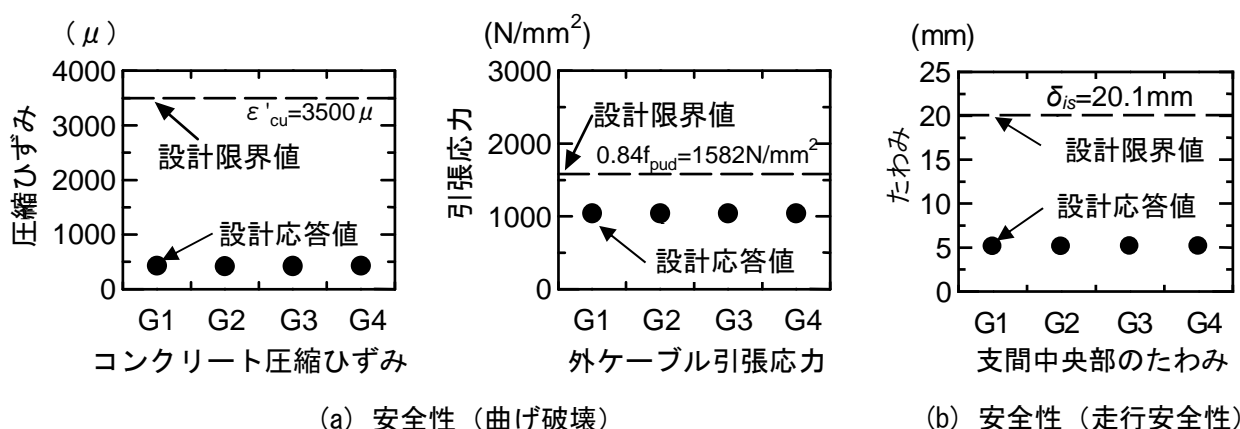


図 5-11 設計Ⅱの照査結果

## 5.9 試験施工の状況

### 5.9.1 試験施工桁の変状状況

#### (1) 外観変状

試験施工桁には，下フランジ下面の  $L/4$  点から  $3L/4$  点 ( $L$ : 支間) の間に幅  $0.2\text{mm}$  以上の橋軸方向のひび割れが多く発生している。また，主桁側面にもシースに沿ったひび割れが見られた。ただし，ひび割れからの錆汁は確認されていない。なお，ひび割れには，外ケーブル設置前にセメント系ひび割れ注入材による注入工を実施した。

#### (2) グラウト充填状況

試験施工桁では，昭和 58 年に主桁側面からの削孔によるグラウト充填状況調査が実施されている。削孔は，ケーブルごとに起点側，終点側それぞれ 1 箇所ずつ，計 2 箇所で行われている。図 5-12 に示す全 48 箇所 (4 主桁  $\times$  内ケーブル 6 本/主桁  $\times$  2 箇所/本) における調査のうち，グラウトの充填が不足している箇所が 13 箇所発見された。これらの箇所は，調査後に再注入が実施されており，グラウトの再注入量は  $109.5\text{l}$  であった。また，シースからの漏水はいずれの箇所からもなく，内ケーブルの腐食が 8 箇所で確認されている。



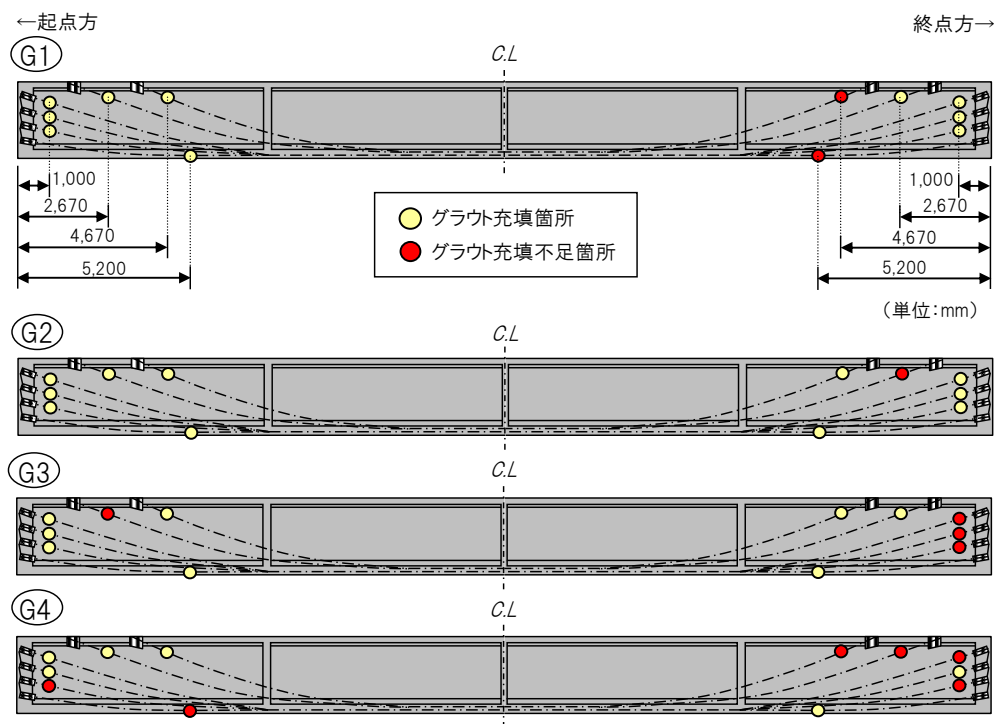


図 5-12 グラウト充填状況調査箇所

### 5.9.2 外ケーブルの定着および緊張

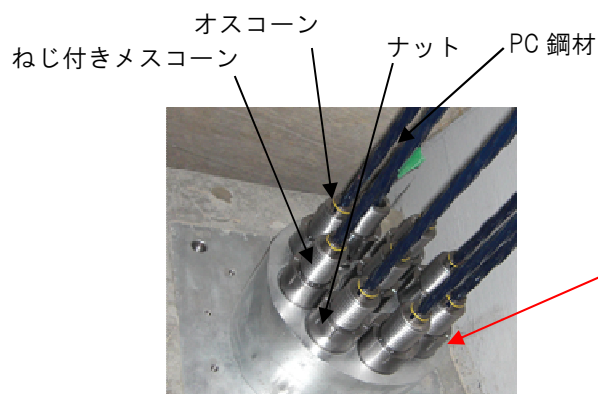
外ケーブルの設置状況を写真 5-1 に示す。外ケーブルにはポリエチレン被覆した内部充填型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線を用いた。

定着体は起点側をくさび式、終点側をねじ式とした。これは、センサによる計測値が管理値を超過した場合に、外ケーブルを再緊張することでプレストレスを回復させる必要があることから、再緊張が可能なねじ式定着方式を採用したものである。ねじ式定着体、定着体の設置状況を写真 5-2 に示す。

外ケーブルに緊張力を導入するに際して、外ケーブルに設置したセンサのキャリブレーションのために、一旦、外ケーブルに  $0.9P_y$  ( $P_y$ : 外ケーブルの引張降伏強度) まで緊張力を付加した。その後、外ケーブルの有効緊張力が  $0.1 P_u$  となるよう、リラクセーション、弾性短縮を考慮し、緊張力を導入した。緊張力の導入方法は、2 台のシングルジャッキを終点側に配置し、片引きで



写真 5-1 外ケーブルの設置状況



(a) ねじ式定着体



(b) 定着体全景

写真 5-2 定着体設置状況

桁の両側面に設置した外ケーブルを同時並行で緊張作業を行った。設計計算では、 $0.1P_u$  の緊張力で 2mm 程度試験施工桁が反り上がる結果が得られていたが、現地での計測では 1mm 程度の反り上がりであり、軌道管理における基準値を満足していた。なお、外ケーブルの緊張作業は、軌道変位を計測しながら実施する必要があることから、列車の運行が終了した夜間での施工とし、緊張作業は 4 晩で完了した。

### 5.9.3 偏向部

偏向部では、再緊張時に外ケーブル 9 本の PC 鋼材が相互に接触することで摩擦が生じ、再緊張が困難となることが想定された。このため、図 5-13 に示すポリエチレン製のスペーサーを偏向部に設けることで、PC 鋼材相互の接触を避けることとした。偏向部の設置状況を写真 5-3 に示す。



写真 5-3 偏向部設置状況

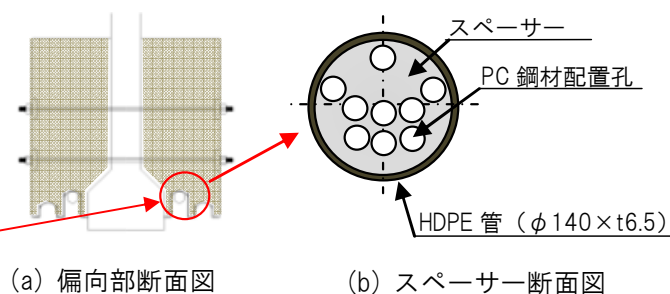


図 5-13 偏向部

### 5.9.4 計測機器類の設置

計測機器類として、外ケーブル張力モニタリングセンサに加え、内ケーブルの破断が推定された場合にひび割れ発生箇所の特定期間を目視で行うためのひび割れ検知用の多軸繊維シート（以下、ひび割れ検知シートと表記）の設置、死荷重状態で外ケーブルの張力変動を検知することで内ケーブルの破断を推定する手法を検討するための温度計の設置を行った。



### (1) 張力モニタリングセンサ

外ケーブルの張力変動を検知するためのセンサの設置状況を写真 5-4 に、センサの模式図を図 5-14 に示す。なお、本センサの計測原理は、第 3 章 3.2.4 (3)「磁歪法 (SIII)」に示している。センサは図 5-15 に示す 13 箇所設置した。このようにセンサを密に設置したのは、同一主桁の左右での外ケーブル張力値の違いや同一外ケーブルでの張力値の違いの有無を確認し、実用段階での設置箇所を見極めることを目的としているためである。

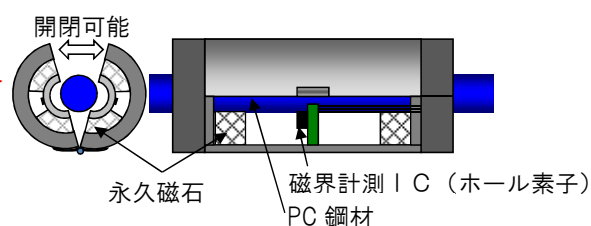


図 5-14 張力モニタリングセンサ模式図

写真 5-4 張力モニタリングセンサ設置状況

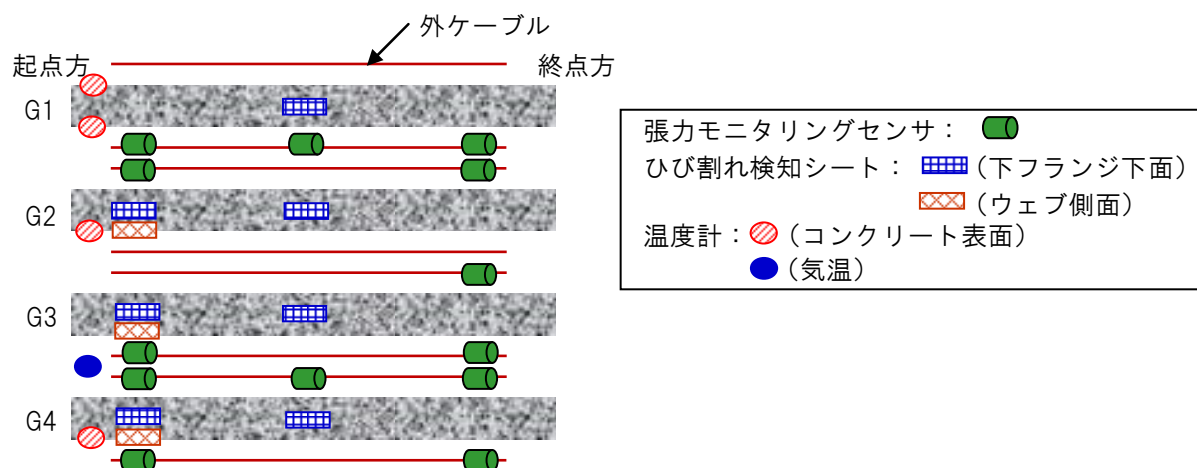


図 5-15 計測機器類設置箇所

### (2) ひび割れ検知シート

内ケーブルの破断が進行し、列車荷重载荷により試験施工桁に曲げひび割れが発生した場合でも、死荷重状態になれば曲げひび割れが閉じる可能性が高く、目視でひび割れを把握することが困難となる。このため、試験施工桁のコンクリート表面に、あらかじめ写真 5-5 に示すひび割れ検知シートを図 5-15 に示す 10 箇所に着着した。このシートは、ひび割れが発生するとひび割れ箇所が白色に変化するというもので、荷重変化によってひび割れが閉じても、ひび割れ発生箇所が白色したまま残ることから、死荷重状態で目視によってひび割れ箇所の検知が可能となる。

### (3) 温度計

外ケーブルに設置したセンサの計測値から内ケーブルが破断したことを推定するためには、外ケーブルの張力変動に対する管理値をあらかじめ設定しておく必要がある。この管理値の設定の考え方については第 6 章に示しており、温度変化が外ケーブルの張力変動に与える影響を考慮し

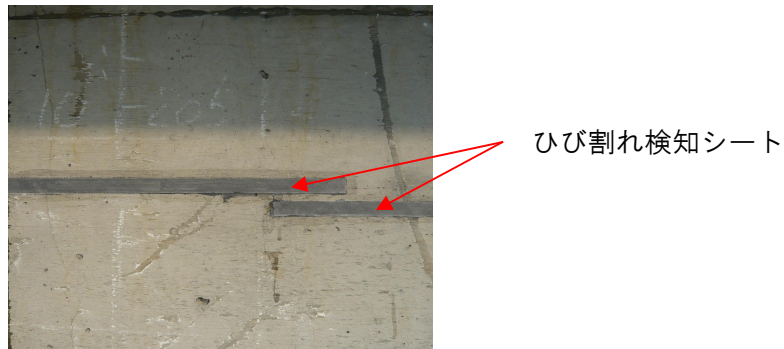


写真 5-5 ひび割れ検知シート設置状況（ウェブ側面）

なくともよいように、管理値は、列車荷重載荷による外ケーブル張力の増分量としている。しかし、PC 桁に作用する温度変化による外ケーブルの張力変動量をあらかじめ把握できれば、死荷重状態の外ケーブルの張力変動量を管理値として設定できると考えられる。これより、図 5-15 に示す試験施工桁表面でのコンクリートの温度を計測し、温度と外ケーブルの張力の傾向を調べて今後の管理値の検討に利用することとした。

#### 5.9.5 計測システム

##### (1) 計測対象

外ケーブルの張力変動をモニタリングすることで内ケーブルの破断を推定できるようにすることが計測システム開発の目的である。当初の管理値は、温度変化が外ケーブルの張力変動に与える影響を考慮しなくともよいように、列車荷重載荷時の外ケーブル張力の増分量としていることから、計測についてもこの外ケーブル張力の増分量を計測対象とした。

##### (2) 計測システムの構成

高速で移動する列車荷重が載荷された時の外ケーブルの張力変動を把握するためには、センサから出力されるアナログデータを高速サンプリングする必要がある。一般的な桁のたわみの計測結果から想定される外ケーブルの張力変動の波形は、図5-16のような形状となり、この波形をデジタルデータとして取得するために要求される性能と主な設定を表5-10に、計測システムの装置構成を図5-17に、設置状況を写真5-6に示す。

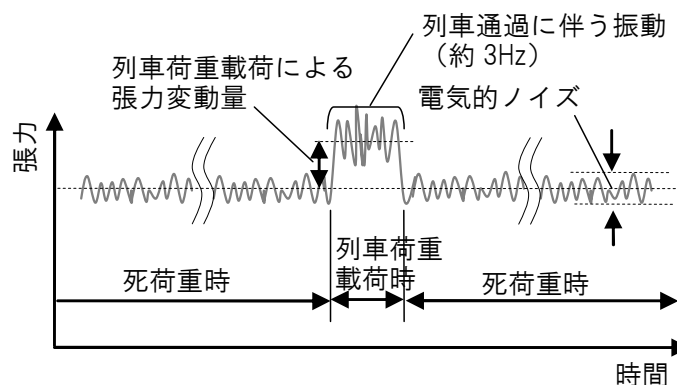


図 5-16 外ケーブル張力変動の波形イメージ

表 5-10 要求性能に対するシステム設定

システムに対する要求性能	システムの設定
列車荷重載荷時の外ケーブルの張力変動波形をデジタルデータとして再現するために、張力変動周期よりも十分高速なサンプリングレートでデータを収集する	<ul style="list-style-type: none"> <li>車両通過に伴う振動約3Hzに対しサンプリングレートを60Hz（16.7msec/点）に設定（ノイズ低減のために167<math>\mu</math> sec/点でサンプリングしたデータを100点平均して16.7msec/点として出力）</li> </ul>
通信ケーブルや電源から重畳する電氣的ノイズを外ケーブルの張力変動によるセンサーの出力信号より小さくする	<ul style="list-style-type: none"> <li>外ケーブルの張力変動量が解析結果よりも小さく、センサの出力信号が電氣的ノイズに埋もれてしまうことからノイズフィルタを設置</li> </ul>
タイマーによる5分間分のデータ（18000点）から、列車荷重載荷時の波形（5秒分の300点）を特定する	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁の振動を計測する振動センサを設置し、データ上の列車通過を明確化</li> <li>将来は桁の振動をトリガーとして計測し、データ量の圧縮を検討</li> </ul>

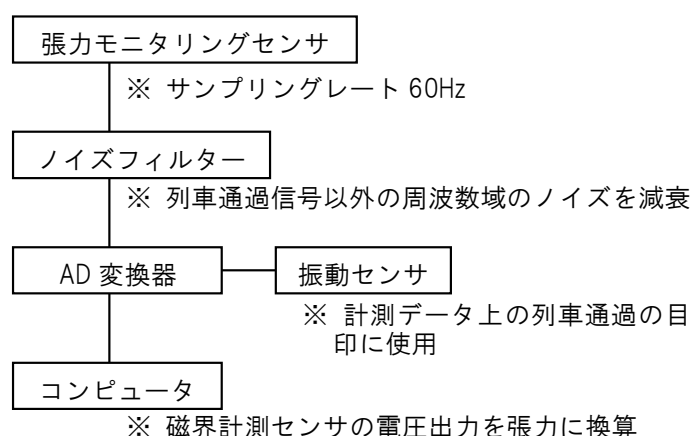


写真 5-6 計測システム設置状況

図 5-17 システム構成の概要

## 5.10 本章の結論

本章では、外ケーブル張力モニタリング方式を適用するために設置する外ケーブルについて、必要な強度、本数、初期張力等を算定するための設計方法について提案した。また、設計応答値の算定では、第3章で検証を行ったファイバー要素による非線形フレーム解析を用い、この解析に対応した性能照査の方法を提案した。さらに、実橋への試験施工にあたり、今回提案した方法に基づき設計、解析を行うとともに、試験施工の概要について述べた。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 外ケーブル張力モニタリング方式の設計での曲げ破壊に対する性能照査の手法として、PC桁に曲げ破壊荷重を作用させた場合の圧縮ひずみ、外ケーブル応力を用いた照査手法を提案した。また、ファイバーモデルによる非線形解析に用いる性能照査用の荷重は、現行の部分安全係数法における各係数を作用係数（ $\gamma_f$ ）に集約し、この作用係数を荷重に考慮することで当初設計の終局状態を再現した。
- 2) 応答解析に用いるモデルでは、主桁のひび割れに伴う剛性低下は、ファイバー要素を適用することでコンクリートの材料非線形を考慮し、主桁との平面保持の仮定が成り立たない外ケーブルは、主桁とは独立したトラス要素でモデル化することで幾何学的非線形を考慮した。さら

に、弾性梁要素でモデル化した横桁で主桁を接合することによって、多主桁の格子構造における外ケーブルの張力変動の算定が可能となった。

- 3) 試験施工では、外ケーブルの再緊張を可能とするために定着方法をねじ式とし、偏向部には外ケーブルの再緊張時の PC 鋼材相互の接触を避けるために特殊なスペーサーを用いた。

#### 【参考文献】

- (5.1) 曾我部正道，渡辺勉，徳永宗正：外ケーブル補強による上反りが列車走行に及ぼす影響，日本鉄道施設協会誌，Vol.51，No.9，pp.42-44，2013.9
- (5.2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.4
- (5.3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限，丸善，2006.2
- (5.4) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説 プレストレストコンクリート鉄道橋，1983.2
- (5.5) 村田一郎，大坪正行，近藤拓也，田中克弘，森川英典：PCI形の有効プレストレス変動に対する外ケーブルモニタリングシステムの有効性に関する解析的研究，日本材料学会コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.11，pp.177-184，2011.11
- (5.6) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，丸善出版，2012.3
- (5.7) Xuehui AN, Koichi Maekawa and Hajime Okamura：Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, J. Materials Conc. Struct., Pavements, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- (5.8) 村田一郎，及川雅司，大坪正行，森川英典：鉄道PCI形桁のケーブル破断を想定した維持管理 - 外ケーブル張力モニタリング方式の設計・施工・計測 -，プレストレストコンクリート，Vol.55，No.6，pp.66-73，2013.11-12
- (5.9) 橋田敏之，大石辰雄：山陽新幹線におけるPC橋梁（Ⅰ） - 岡山・博多間 -，構造物設計資料，No.29，pp.26-30，1972.3

## 第6章 内ケーブルの破断を推定するための管理値設定に関する研究

### 6.1 本章の目的

外ケーブルの張力は、桁の変位が増減することによって変動し、桁の変位は、内ケーブルの破断に伴うプレストレスの低下によって曲げひび割れが発生した場合に顕著となる。ただし、第3章 3.5.4「解析結果および検証」で示したように、センサの計測精度を踏まえると、1～2本の少本数の内ケーブルの破断を死荷重状態では推定できないとの結論を得ている。したがって、死荷重状態で少本数の内ケーブルの破断を推定するためには、外ケーブルの微小な張力変動を捕捉する必要がある、センサの計測精度をさらに向上させること、温度変化によって変動する外ケーブルの張力がセンサの計測値に与える影響度合いを把握することが必要となる。このように、センサの計測値から内ケーブルが破断したことを推定するためには、センサの計測精度や温度変化による外ケーブルの張力変動を考慮して外ケーブルの張力に対する閾値（以下、管理値と表記）を設定する必要がある。しかし、第5章 5.2.2「設計の基本概念」で示したように、温度変化が外ケーブルの張力変動に与える影響を把握することは現時点では非常に困難であることから、温度変化の影響を考慮する必要のない外ケーブルの張力変動を管理値としてとして設定することとなる。また、センサによる計測値が管理値を超過した場合には、速やかに詳細な調査を実施し、外ケーブルを再緊張する等の措置が必要となることから、管理値が超過したことをリアルタイムで施設管理者に伝達する仕組みの構築も重要となる。

本章では、センサの計測精度を踏まえ、応答解析の結果から管理値を設定するための方法について提案した。ただし、上記に示したように管理値の設定では、温度変化による外ケーブルの張力変動の影響度合いを検証する必要があるが、現時点では検証、把握が困難であることから、ここでは温度変化の影響を考慮する必要がない管理値の設定方法について整理した。また、実橋梁での試験施工にあたり、内ケーブルの破断本数や破断長さをパラメータとした応答解析によって内ケーブルが破断した場合の PCI 形桁のたわみや外ケーブルの張力の試算を行い、設定した管理値から、内ケーブル破断の推定が可能であるかの検証を行った。

### 6.2 管理値設定の考え方

内ケーブルが破断したことを推定するためには、あらかじめ解析によって外ケーブルの張力変動に対する管理値を設定しておき、センサの計測値が管理値を超えた場合には、詳細な調査を実施したうえで外ケーブルを再緊張する等の措置をとる必要がある。

上述した温度変化の影響を考慮する必要がない管理値を設定するためには、既知の荷重が作用した場合の外ケーブルの張力変動を評価する必要がある。既知の荷重としては列車荷重が考えられ、乗車率の変動の少ない実走行列車をセンサでの計測対象として特定しておくことで、荷重の変動がセンサの計測結果に与える影響を少なくすることができる。このことから、管理値は、図 6-1 に示す死荷重状態から列車荷重の载荷によって増加する外ケーブルの張力（以下、外ケーブル張力の列車荷重増分量と表記）として設定することとした。なお、図 6-1 は、解析における内ケーブル破断に伴う外ケーブルの張力変動の推移を示した概念図である。この図において、区間①では、内ケーブルが 0 本から a 本破断しているが、プレストレスはほとんど低下していない状況を考える。この状況では、曲げ剛性の低下はほとんど生じず、曲げひび割れが発生していない状態で桁のたわみの増加量もわずかである。よって、内ケーブルが a 本破断した状態での外ケー

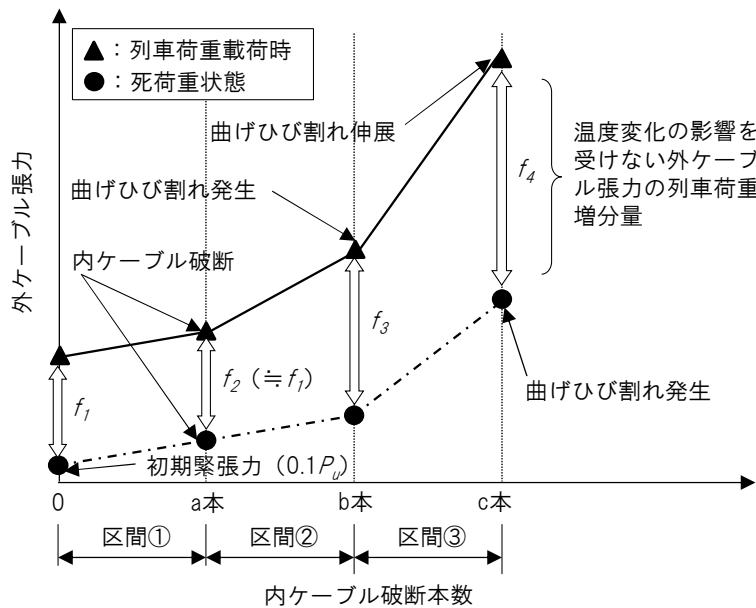


図 6-1 解析における内ケーブル破断による外ケーブルの張力変動の概念図

ブル張力の列車荷重増分量 $f_2$ は、内ケーブルが破断していない状態での外ケーブル張力の列車荷重増分量 $f_1$ とほぼ同等となる。区間②では、内ケーブルが $b$ 本破断することによってプレストレスの低下が進行する状況を考える。この状況では、曲げ剛性が低下することによって列車荷重載荷時に曲げひび割れが発生し、外ケーブル張力の列車荷重増分量 $f_3$ は、曲げひび割れ発生前の $f_1$ あるいは $f_2$ と比較すると増大している。ただし、6.4.3「桁のたわみ」で後述するように、曲げひび割れの初期段階では、外ケーブル張力の列車荷重増分量はそれほど大きくはならず、 $f_3 \approx f_2 \approx f_1$ となる。区間③では、内ケーブルが $c$ 本破断することによってプレストレスの低下がさらに進行する状況を考える。この状況では、曲げ剛性がさらに低下することによって列車載荷時に曲げひび割れが伸展し、外ケーブル張力の列車荷重増分量 $f_4$ は、 $f_1$ 、 $f_2$ 、 $f_3$ と比較しても有意に増大することとなる。また、内ケーブル $c$ 本破断時には、死荷重状態においても曲げひび割れが発生し、死荷重状態での外ケーブル張力が増大している。

このことから、管理値は、外ケーブル張力の列車荷重増分量 $f_1$ とし、これを超える張力をセンサが計測した場合には、曲げひび割れが発生（ $f_3 > f_1$ ）、もしくは伸展（ $f_4 > f_1$ ）している等の何らかの異常が生じているものとして取り扱うこととする。ただし、上記に記載したとおり、曲げひび割れ発生の初期段階では、 $f_3 \approx f_2 \approx f_1$ となり、内ケーブルが破断したことによる曲げひび割れの発生をセンサで推定できないことから、第5章 5.2.2「設計の基本概念」で示したとおり、この状態での安全性、使用性についてあらかじめ検証し、表 5-2 に示す性能照査指標を満足していることを確認することとする。また、管理値は、ファイバーモデルによる解析結果から算定することとなるが、解析では PC 桁に付帯して設置されている高欄やケーブルダクト等の構造物の曲げ剛性は考慮されていない。したがって、実際の PC 桁では、解析モデルと比較して曲げ剛性が大きいことから、センサで計測される PC 桁の外ケーブル張力は、解析値よりも小さくなると考えられる。このことから、管理値は、次節に記載する実 PC 桁の曲げ剛性（以下、実曲げ剛性と表記）を考慮して設定することとする。なお、ここでは、概念図によって管理値設定の考え方を示したが、6.4「内ケーブル破断に伴う応答解析による管理値の検証」では、実橋梁への試験施工にあたり、この管理値設定の考え方についての検証を行っている。

### 6.3 静的載荷による PC 桁の実曲げ剛性の評価<sup>(6.1)</sup>

通常の PC 桁の設計で用いる曲げ剛性は、鉄道構造物設計標準・同解説 コンクリート構造物<sup>(6.2)</sup>（以下、鉄道 RC 標準と表記）に基づき、主部材および主桁間の間詰めコンクリート部分のみ考慮されている。一方、実曲げ剛性は上記の部分に加えて、高欄やケーブル用のダクトといった PC 桁に付帯している設備やバラスト、レール等が寄与していると考えられる。過去には、衝撃振動試験によって鉄道 PC 桁の固有振動数を測定し、その結果から曲げ剛性を推定した事例<sup>(6.3)</sup>もあるが数は少ない。

前節で示したように、管理値の設定には、実曲げ剛性を評価し反映させる必要があることから、既設 PC 桁に重量が既知の保守用車両（以下、保守用車と表記）を静的載荷してたわみを測定し、PC 桁に付帯している設備等の実曲げ剛性に対する寄与の度合いを評価した。

#### 6.3.1 計測対象の PC 桁

検討対象とした PC 桁の諸元を表 6-1 に示す。なお、高欄の高さは 2.0m で、約 5m おきに縦目地が設けられている。

表 6-1 計測対象とした PC 桁の諸元

構造形式	ポストテンション方式PCI形8主桁(プレキャストブロック桁)
PC内ケーブル本数	1主桁あたり8本（うち上縁定着4本）
桁長	35.96m
支間	35.2m
桁高	1.9m
しゅん功	1975年3月
線路縦断勾配	Level
軌道形式	バラスト軌道構造

#### 6.3.2 計測方法

鉄道構造物のたわみ計測では、一般に営業列車を用いることが多いが、衝撃の影響が明確ではない。これより、自重が既知の保守用車を用いて静的載荷を行い、支間中央における PC 桁のたわみを測定した。

保守用車は、表 6-2、図 6-2 に示すように 2 軸で軸距が 3700mm、各軸の軸重が 128 kN（燃料 1.5kN、車両接統治具 2.5kN、乗車人員 2 名（0.6kN/人）を含む）である。図 6-2 では、PC 桁支間中央での載荷の例を示しているが、これ以外にも PC 桁両端の支点部、PC 桁の  $L/4$ 、 $3L/4$ （ $L$ ：支間）の位置についても保守用車を停車させて計測した。計測は、図 6-3 に示す断面の G6 桁と G8 桁の支間中央に分解能 0.004 mm のリング式変位計を設置して行った。支点の沈下分を補正するために、両端の支点部にも変位計を設置し、計測は載荷位置ごとに 4 回ずつ実施した。

表 6-2 保守用車の諸元

全長（ $L$ ）		7230mm
軸距（ $N$ ）		3700mm
輪重	前輪	128kN
	後輪	128kN



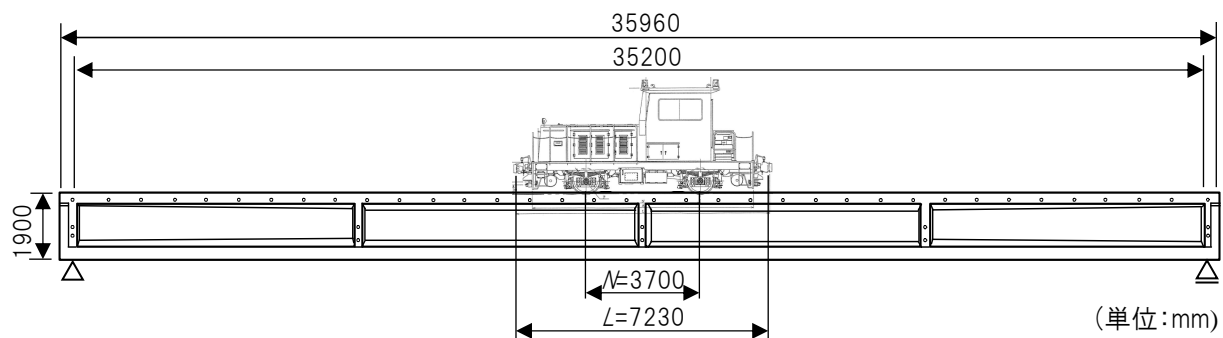


図 6-2 保守用車の載荷位置の例（支間中央）

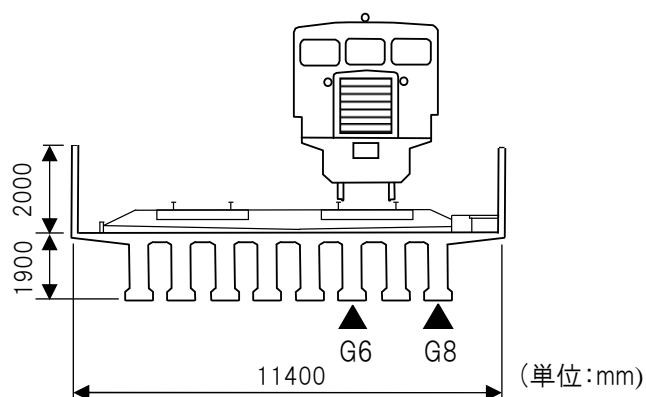


図 6-3 変位計設置位置

### 6.3.3 計測結果

たわみの計測結果を図 6-4 示す。G6 桁、G8 桁ともに 4 回とも同程度のたわみであり、再現性がみられた。また、G6 桁と G8 桁のたわみ値を比較すると、軌道中心のほぼ直下で保守用車の分担荷重が大きい G6 桁よりも G8 桁でたわみ値が大きくなっていることから、桁がねじりを受けているものと考えられる。

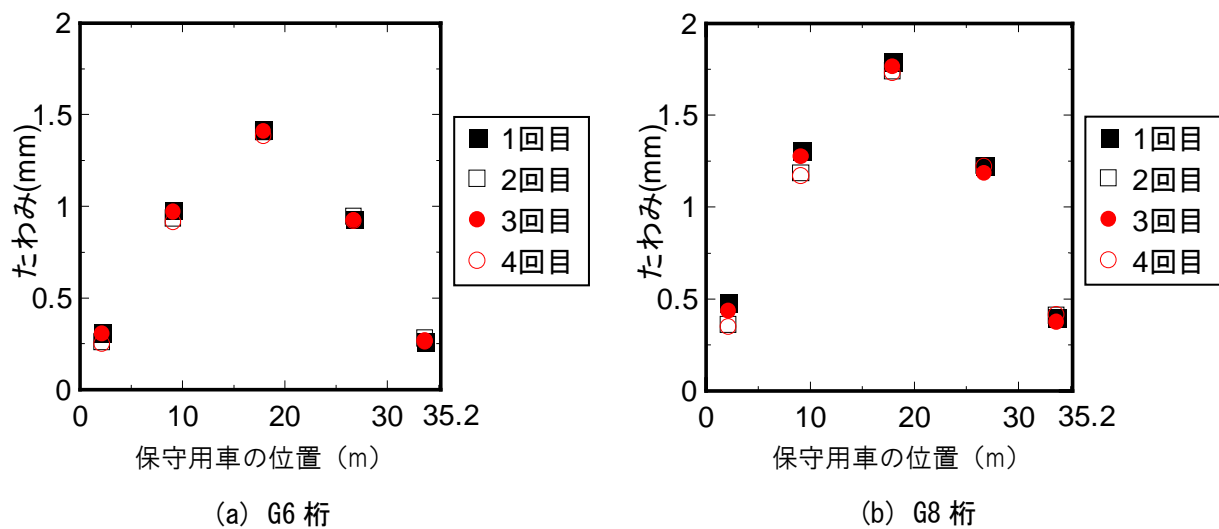


図 6-4 たわみ計測結果（支間中央）



### 6.3.4 解析によるたわみ

解析によるたわみを図 6-5 に示す格子モデルによるフレーム解析により求めた。弾性域での挙動であるため材料特性は弾性とした。解析ケースは、①片持スラブ、高欄等の曲げ剛性を考慮しないもの、②片持スラブ、高欄（目地無）、地覆を加味したもの、③片持スラブ、高欄（目地間隔 5m, 目地幅 10mm）、地覆を加味したもの、④片持スラブ、高欄（目地間隔 5m, 目地幅 10mm）、地覆、ケーブルダクト、勾配コンクリートを加味したもの、の 4 通りとした。荷重条件は、たわみの計測と同様に支間中央で保守用車を静的に単線載荷した場合とし、その他は鉄道 RC 標準に基づいて解析を行った。

解析結果を図 6-6 に示す。図 6-6 には、たわみの計測値もあわせて示している。ケース②、ケース③でのたわみは、ほぼ同値であり、目地の曲げ剛性への影響がわずかであることが分かる。ケース④は、PC 桁に付帯している設備の曲げ剛性をほぼ全て加味したもので、計測値に近い値となっているが、計測値と比較すると解析値のたわみは 10%程度大きい結果となった。

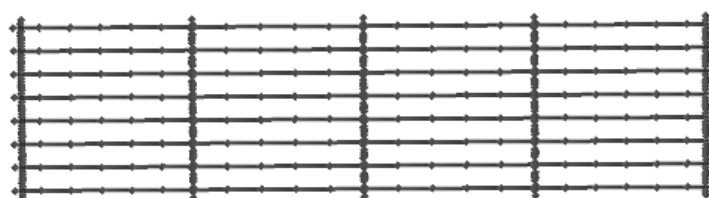


図 6-5 格子モデルの概略形状

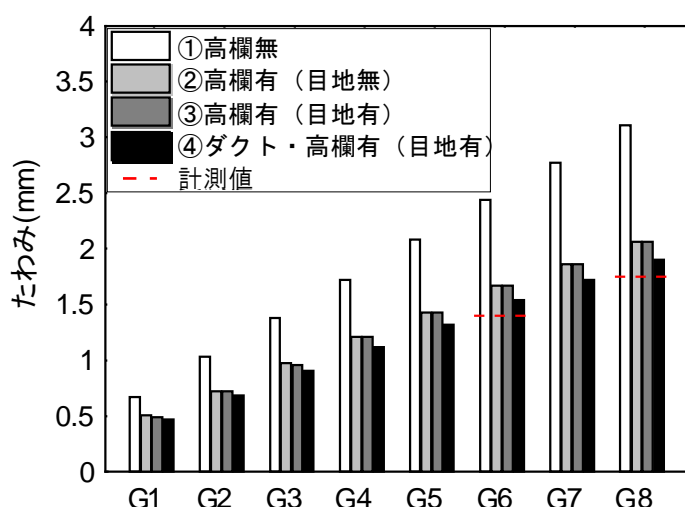


図 6-6 解析結果

### 6.3.5 実曲げ剛性の評価

たわみの計測値 ( $\delta_m$ ) と解析値 ( $\delta_a$ ) から実曲げ剛性 ( $EI_m$ ) と解析による曲げ剛性 ( $EI_a$ ) (以下、解析曲げ剛性と表記) との比較を行った。実曲げ剛性と解析曲げ剛性の比率は、同一の荷重条件であればたわみと曲げ剛性の積が一定 ( $\delta_m \cdot EI_m = \delta_a \cdot EI_a$ ) になることを利用して求めた。解析曲げ剛性に対する実曲げ剛性の比率 ( $EI_m/EI_a$ ) を表 6-3 に示す。ケース①の高欄等を考慮しない場合には、G6 桁、G8 桁いずれも実曲げ剛性は解析曲げ剛性の 1.7~1.8 倍程度となった。通常の解析では、高欄、片持ちスラブを考慮しないことから、この程度の乖離があると考えられる。ケース②、ケース③の高欄等を加味した場合には、目地の有無によらず実曲げ剛性が解析曲

げ剛性より 20%程度高くなった。また、付帯する設備の曲げ剛性をほぼ全て考慮したケース④では、実曲げ剛性は解析曲げ剛性より 10%高い値となった。ケース④において、実曲げ剛性が解析曲げ剛性よりも 10%程度高くなった要因としては、解析では考慮していないレール等による影響があるものと推察される。

表 6-3 解析による曲げ剛性に対する実曲げ剛性の比率

ケース	G6桁	G8桁
①	1.74	1.78
②	1.19	1.18
③	1.19	1.18
④	1.10	1.09

### 6.3.6 管理値への反映

たわみの計測値と解析値とを比較した結果、本検討での PC 桁（複線 8 主桁）では、付帯する設備を解析に考慮しない場合には、1.7～1.8 倍程度、実曲げ剛性が解析結果を上回る結果となった。したがって、管理値の設定に際しては、解析で得られた外ケーブルの張力変動量を 1.7～1.8 で除すことによって実 PC 桁での外ケーブルの張力変動量に近づくものと考えられる。ただし、支間、桁高、高欄の高さ等によって実曲げ剛性と解析曲げ剛性の比率は異なることから、管理値の設定にあたっては、今回の検討と同様に実橋梁のたわみを計測し、これと解析値とを比較することによって解析値に対する実曲げ剛性の比率を算定し、これを踏まえて設定することとする。

## 6.4 内ケーブル破断に伴う応答解析による管理値の検証

センサによる計測では、列車荷重の変動が計測結果に与える影響を少なくするために、荷重変動が少ない列車をあらかじめ特定しておく必要があり、管理値の設定では、センサによる計測の対象となる列車の実荷重を載荷させた場合の応答解析を行う必要がある。

そこで、実橋梁への試験施工にあたり、実際に走行する列車荷重を作用させたファイバーモデルによる応答解析を行い、内ケーブルの破断本数や破断長さをパラメータとした場合の外ケーブルの張力変動量を試算した。さらに、6.2「管理値設定の考え方」に基づいて管理値を設定し、内ケーブル破断の推定が可能であるかの検証を行った。

### 6.4.1 解析条件

管理値検証のための応答解析は、第 5 章 5.8.1「橋梁の概要」に示す橋梁を対象とし、第 5 章 5.8.2「性能照査の結果」によって設定した初期緊張力  $0.1P_u$  ( $P_u$ ：外ケーブルの引張強度) の外ケーブル (9S15.2, SWPR7B) を設置した解析モデル (第 5 章 5.7.1「解析モデル」参照) に、実際に走行する列車荷重から図 5-3 に示す H 荷重の軸重を 106kN (N700 系車両, 1 両あたり 30 名乗車) とした荷重を作用させた。解析ケースは、表 6-4 に示すとおり図 6-7 の G4 桁の内ケーブルの破断本数、破断長さをパラメータとした CASE1～CASE5 の 5 ケースとした。解析では、G4 桁の挙動に着目することとし、破断位置は、第 5 章 5.3.1「内ケーブルの破断位置、破断本数、破断長さの設定」に示すとおり、曲げ耐力に最も影響を与える支間中央とし、破断長さは 1m または 3m として、桁断面の下段の内ケーブル (図 5-7 (b) の C6) から順次破断させた。第 5

表 6-4 解析ケース

解析 ケース	破断 長さ	破断 位置	内ケーブル破断本数（本）			
			G1	G2	G3	G4
CASE1	1m	$L/2$	0	0	0	$x$
CASE2			0	0	2	$x$
CASE3			0	0	4	$x$
CASE4	3m		0	0	0	$x$
CASE5			0	0	2	$x$

Figure 1 is a plan view of the bridge deck cross-section. The diagram shows a symmetrical cross-section with a central span of 11,400 mm and a total width of 25,000 mm. Key dimensions include: central span (11,400 mm), total width (25,000 mm), central pier width (2,500 mm), and various segment widths (1,400 mm, 1,800 mm, 300 mm, 800 mm, 1,800 mm, 300 mm, 1,800 mm, 1,400 mm). The diagram also indicates the location of the central pier (中央断面) and the pier section (支点部断面). The unit is mm.

#### 6.4.2 曲げひび割れ発生 の 判定結果

- 116 -

表 6-5 曲げひび割れ発生判定

解析 ケース	解析条件				死荷重状態		列車荷重載荷時	
	破断 長さ	破断 位置	G3桁 破断本数 (本)	G4桁 破断本数 (本)	G4桁の曲げ ひび割れの 有無	支間中央部 下縁のひずみ ( $\mu$ )	G4桁の曲げ ひび割れの 有無	支間中央部 下縁のひずみ ( $\mu$ )
CASE1	1m	L/2	0	4	○	-11	○	39
				5	○	66	×	525
				6	×	1,016	×	1,365
CASE2			2	4	○	12	○	76
				5	○	85	×	632
				6	×	1,153	×	1,504
CASE3			4	4	○	37	×	180
				5	×	452	×	782
				6	×	1,362	×	1,696
CASE4	3m	0	4	○	-38	○	12	
			5	○	21	×	117	
			6	×	458	×	1,081	
CASE5		2	4	○	-10	○	39	
			5	○	51	×	440	
			6	×	879	×	1,393	

○：曲げひび割れ発生ひずみ ( $86.8\mu$ ) に至っていない，×：曲げひび割れ発生ひずみ ( $86.8\mu$ ) に至っている  
ひずみ：引張を正，圧縮を負とする

G1桁～G3桁はいずれのケースもひび割れの発生は無し

ここで、表 6-5 に示すように、内ケーブルの破断長さが 1m の CASE1 では、死荷重時に内ケーブルが 5 本破断した状態で G4 桁に発生する桁下縁のひずみの最大値が  $66\mu$ （ひずみは引張を正とする）であるのに対して、内ケーブルの破断長さが 3m の CASE4 では、同様に内ケーブルが 5 本破断した状態で G4 桁に発生する桁下縁のひずみの最大値は  $21\mu$  である。CASE4 は、破断延長が CASE1 よりも長いにも関わらず、発生ひずみの最大値は CASE1 の 3 割程度である。CASE1 および CASE4 での内ケーブルが 5 本破断した状態における死荷重時の G4 桁下縁のひずみ分布は、図 6-8 に示すとおりで、G4 桁の中央部付近では、CASE1 が CASE4 のひずみを上回っている。そこで、図 6-9 に示す CASE1、CASE4 における死荷重時の内ケーブル破断による 2 次曲げモーメントの分布を比較し検討を行った。なお、2 次曲げモーメントは、内ケーブル 5 本破断時の曲げモーメントから内ケーブルが破断していない状態での曲げモーメントとの差分を示しており、桁下縁が引張となる曲げモーメントを正曲げとした。G4 桁における CASE1 と CASE4 を比較すると、図 6-9(a) に示すとおり CASE4 の 2 次曲げモーメントは、CASE1 より支間中央で  $1\text{MN}\cdot\text{m}$  程度負曲げが増加している。その結果、死荷重時に作用する全正曲げモーメントが小さくなり、CASE4 では、CASE1 よりひずみが小さくなったと考えられる。一方、G2 桁における CASE1 と CASE4 を比較すると、図 6-9(b) に示すとおり、CASE4 の 2 次曲げモーメントは、CASE1 より支間中央で  $0.3\text{MN}\cdot\text{m}$  程度正曲げが増加しており、G4 桁における内ケーブルの破断の影響を受け、荷重が再分配されていることが確認できる。これらの結果から、内ケーブルが破断した PC 桁の評価においては、内ケーブルの破断による 2 次力の影響を適切に評価することが重要であると考えられる。

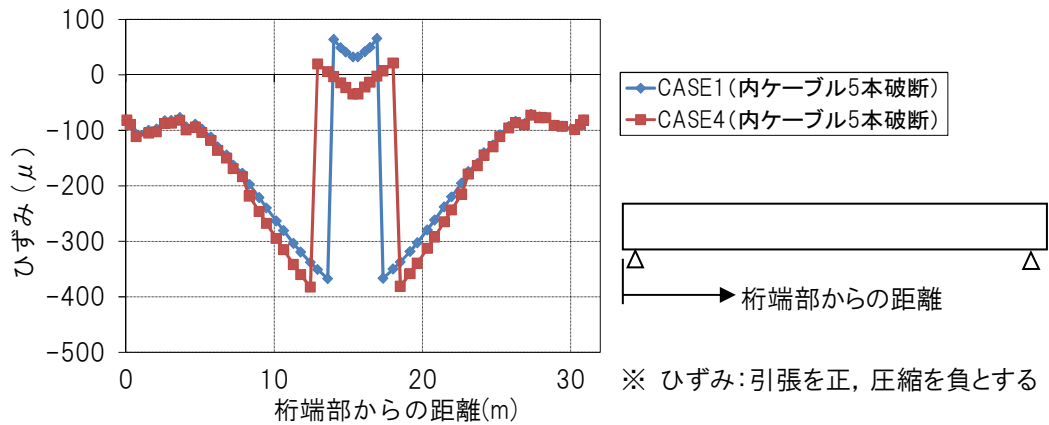


図 6-8 G4 桁下縁のひずみ分布 (G4 桁内ケーブル 5 本破断, 死荷重時)

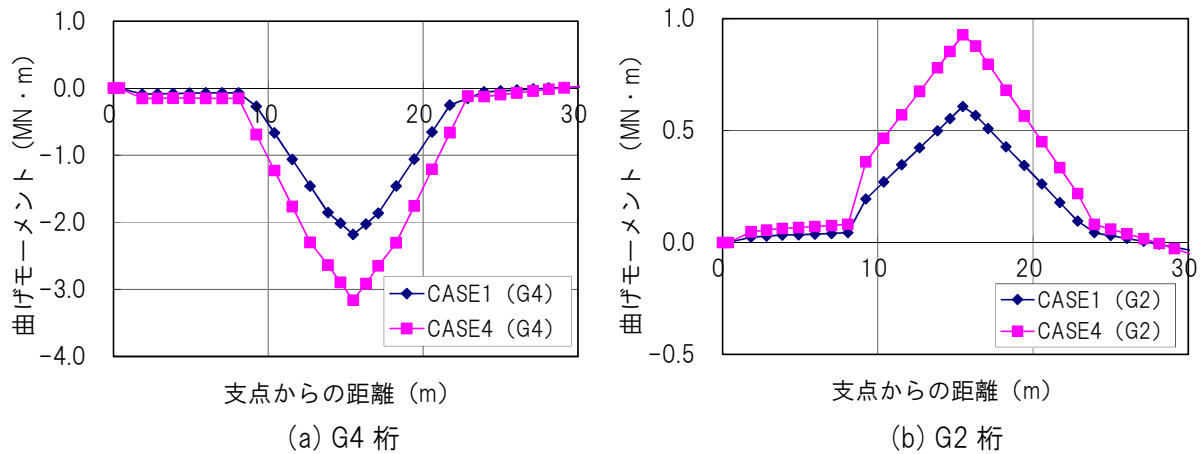
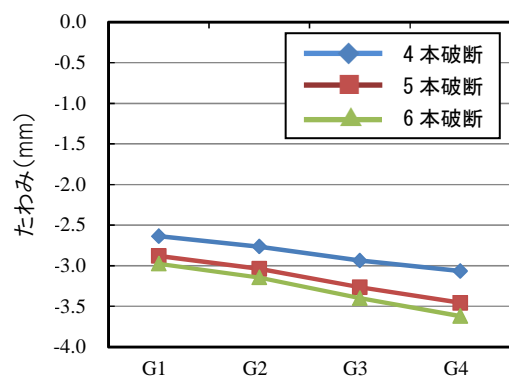


図 6-9 2 次曲げモーメント分布 (G4 桁内ケーブル 5 本破断, 死荷重時)

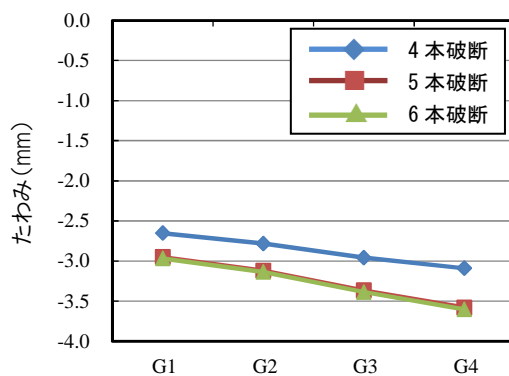
#### 6.4.3 桁のたわみ

CASE1～CASE5 の列車荷重載荷による支間中央部のたわみを図 6-10 に示す。CASE1, CASE2 では、内ケーブルが 5 本破断時に曲げひび割れが発生しており、図 6-10(a), (b)においても内ケーブル 4 本破断時と比較して内ケーブル 5 本破断時にたわみが増大している。これに対して、CASE4 では、同様に内ケーブルが 5 本破断時に曲げひび割れが発生しているが、図 6-10(d)から曲げひび割れが発生していない内ケーブル 4 本破断時のたわみとほぼ同等の値となっている。これを支間中央部の桁下縁のひずみで確認すると、表 6-5 に示すように、CASE1, CASE2 の内ケーブル 5 本破断における列車荷重載荷時のひずみは、それぞれ  $525\mu$ ,  $632\mu$  であり、曲げひび割れ発生時のひずみ ( $86.8\mu$ ) と比較すると、曲げひび割れが伸展し、曲げ剛性が低下したことによってたわみが増大したものと考えられる。一方、CASE4 では、内ケーブル 5 本破断時のひずみは  $117\mu$  であり、曲げひび割れ発生初期段階で曲げ剛性の低下も小さいと推察され、ひび割れが発生していない場合のたわみと顕著な差が現れなかったものと考えられる。なお、CASE4 の内ケーブル 6 本破断時のひずみは  $1081\mu$  で、曲げひび割れが十分伸展していると考えられ、図 6-10(d)に示すように内ケーブル 5 本破断時からのたわみが増大したものと考えられる。この傾向は、CASE3 にも見られ、内ケーブル 4 本破断時のひずみは、 $180\mu$  で曲げひび割れが発生し

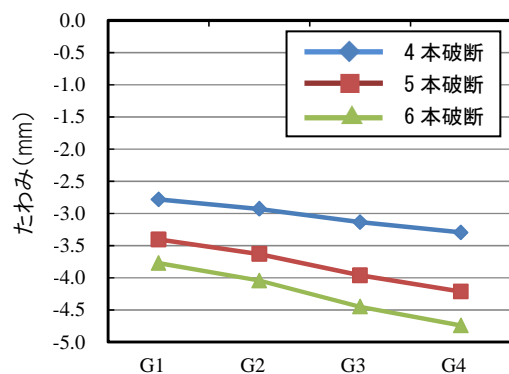
ているが、CASE1、CASE2、CASE4、CASE5 の内ケーブル 4 本破断時の曲げひび割れが発生していないたわみとほぼ同等の値となっている。これに対して CASE3 の内ケーブル 5 本破断時のひずみは  $782\mu$  で、曲げひび割れの伸展によって曲げ剛性が低下し、図 6-10(c)に示すように内ケーブル 4 本破断時と比較してたわみが増大したものと考えられる。なお、今回のケースにおける G4 桁での最大のたわみは、CASE3 の内ケーブル 6 本破断時の 4.7mm であるが、図 5-10 (b)に示す鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限<sup>(6.4)</sup>による使用性（乗り心地）の限界値（15.1mm）に対しては十分余裕のあるものとなっている。



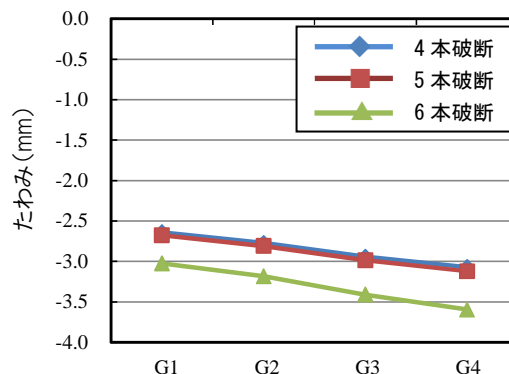
(a) CASE1



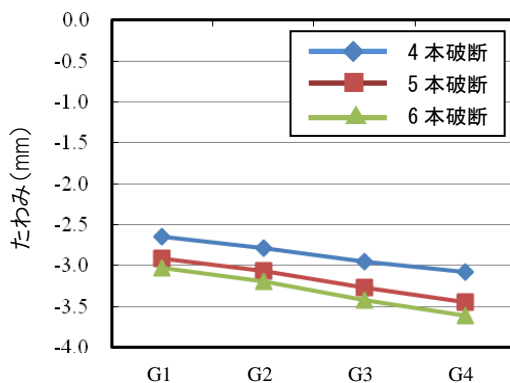
(b) CASE2



(c) CASE3



(d) CASE4

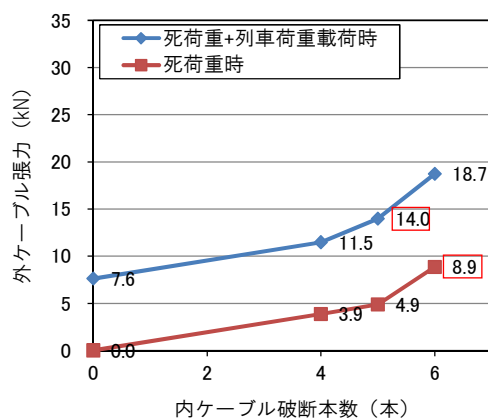


(e) CASE5

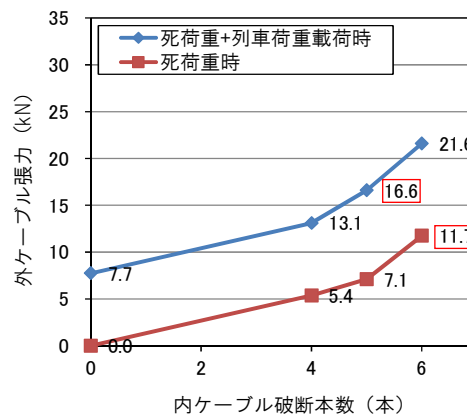
図 6-10 支間中央のたわみ（列車荷重載荷時）

#### 6.4.4 外ケーブルの張力変動量

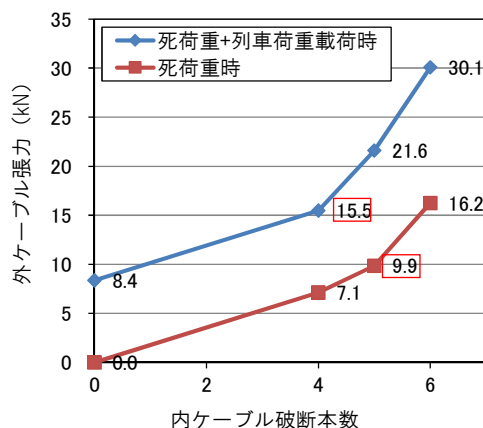
CASE1～CASE5 の内ケーブルの破断本数と G4 桁の外ケーブルの張力の関係を図 6-11 に示す。CASE2 では、図 6-10(b) に示すとおり、内ケーブル 5 本が破断した場合に G4 桁のたわみは増加しており、内ケーブル 6 本破断時のたわみは、5 本破断時のたわみとほぼ同等の値となっている。これに対して、図 6-11(b) の列車荷重載荷時の G4 桁における外ケーブルの張力では、内ケーブル 4 本破断時までは、内ケーブルが 1 本破断する毎に 1.8kN ずつ増加しているが、内ケーブル 5



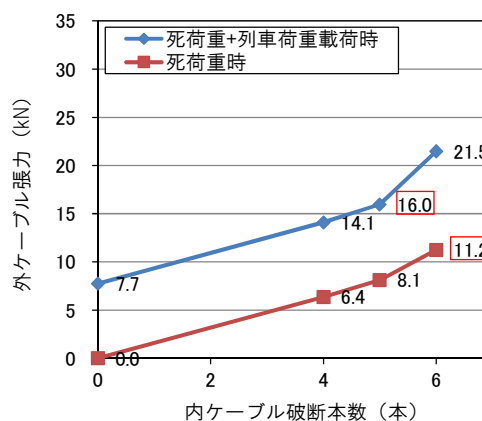
(a) CASE1



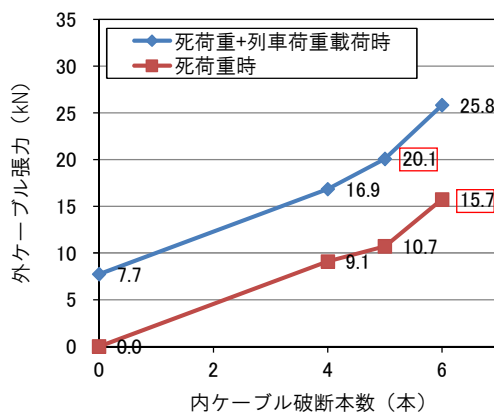
(b) CASE2



(c) CASE3



(d) CASE4



(e) CASE5

□: 曲げひび割れが発生する外ケーブル張力

図 6-11 内ケーブル破断に伴う外ケーブルの張力変動

本破断時は4本破断と比較して3.5kN増加しており、約1.9倍の張力増となっている。また、内ケーブル6本破断時は5本破断時と比較して5.0kN増加しており、約1.4倍の張力増となっている。さらに、CASE4では、図6-10(d)に示すとおり、内ケーブル4本破断時と5本破断時のG4桁のたわみはほぼ同等であり、内ケーブル6本破断時にたわみが増大している。これに対して、図6-11(d)の列車荷重載荷時のG4桁における外ケーブルの張力については、内ケーブル5本破断時までは、内ケーブルが1本破断する毎に1.6kNずつ増加しているが、内ケーブル6本破断時には5.5kN増加しており、約3.4倍の張力増となっている。これらのことから、G4桁の外ケーブルの張力変動は、内ケーブルの破断に伴う桁のたわみの進行とほぼ合致しており、外ケーブルの張力は、桁のたわみが増加することによって変動すると言える。また、図6-11から外ケーブルの張力変動が増加するのは、死荷重状態、列車荷重載荷時ともに曲げひび割れ発生時もしくはそれ以降となっている。

#### 6.4.5 内ケーブル破断の推定

内ケーブルの破断を推定するための管理値は、6.2「管理値設定の考え方」に示しているとおり、温度変化の影響を考慮する必要のない外ケーブル張力を管理値として設定する必要があることから、死荷重状態から列車荷重載荷によって増加する外ケーブルの張力を管理値としている。そこで、この外ケーブル張力の列車荷重増分量から、曲げひび割れが発生する内ケーブル破断の推定が可能かの検証を行った。なお、試験施工で用いたPC鋼材(SWPR7B、 $\phi 15.2\text{mm}$ )に対して、センサの検出可能な外ケーブルの張力の最小値は0.2kNである。試験施工における外ケーブルは9本鋼より線(9S15.2B)であることから、外ケーブルの張力が1.8kN(9本 $\times$ 0.2kN)以上となった場合にセンサで外ケーブルの張力変動を検知することが可能となる。さらに、内ケーブルの破断の推定が可能となるのは、外ケーブル張力の列車荷重増分量と管理値との差が、センサでの検出可能な張力値(試験施工で用いた外ケーブルでは1.8kN)を上回った場合である。

これらを踏まえ、解析による外ケーブル張力の列車荷重増分量から、曲げひび割れ発生後の内ケーブル破断の推定の可否を検討した結果を表6-6に示す。表から、支間中央部の桁下縁のひずみが概ね700 $\mu$ 以上となると桁のたわみが増大することによって外ケーブルの張力が増大し、センサでの検知が可能となる。一方、曲げひび割れが発生しているにも関わらず、外ケーブル張力の列車荷重増分量と管理値との差が1.8kN未満の場合は、センサでの検知が困難となる。ただし、外ケーブルは、第5章5.2.3(1)「曲げひび割れが発生する本数の内ケーブルが破断した場合の性能照査(設計I)」で示したように、曲げひび割れの発生に対して、安全性、使用性を満足するよう設置している。なお、センサでの検知が可能となる場合でのG4桁に発生している桁下縁のひずみの最も大きいCASE2の内ケーブルG4桁6本破断、G3桁2本破断における安全性、使用性に対する性能照査の結果は、図6-12に示すとおり、センサで検知可能な時点においても十分満足している。

#### 6.4.6 試験施工橋梁におけるたわみの計測値と解析値の検証

試験施工橋梁におけるたわみの計測値と解析値との比較を表6-7に示す。たわみの計測値は解析値の概ね6割程度であり、実橋梁の曲げ剛性は、解析による曲げ剛性の概ね1.6倍程度であると考えられる。よって、試験施工橋梁に対する管理値は、この実曲げ剛性を踏まえて設定することとなる。



表 6-6 曲げひび割れ発生後の内ケーブル破断の推定の可否

解析 ケース	破断 長さ	破断 位置	G3桁 破断 本数 (本)	G4桁 破断 本数 (本)	列車荷重載荷時（G4桁）		G4桁の外ケーブル張力（kN）				ひび割れ 推定の 可否 <sup>2)</sup>	管理値
					ひび割れの 有無 <sup>1)</sup>	桁下縁の ひずみ （μ）	列車荷重 載荷時 ①	死荷重時 ②	外ケーブル張力の 列車荷重増分量 ①-②	外ケーブル張力の 列車荷重増分 量と管理値の差		
CASE1	1m	L/2	0	0	○	—	7.6	0.0	7.6	—	—	7.6
				4	○	39	11.5	3.9	7.6	0.0	—	
				5	×	525	14.0	4.9	9.1	1.5	×	
				6	×	1,365	18.7	8.9	9.9	2.2	○	
CASE2			2	0	○	—	7.7	0.0	7.7	—	—	7.7
				4	○	76	13.1	5.4	7.7	0.0	—	
				5	×	632	16.6	7.1	9.5	1.7	×	
				6	×	1,504	21.6	11.7	9.9	2.1	○	
CASE3			4	0	○	—	8.4	0.0	8.4	—	—	8.4
				4	×	180	15.5	7.1	8.4	0.0	×	
				5	×	782	21.6	9.9	11.7	3.4	○	
				6	×	1,696	30.1	16.2	13.9	5.5	○	
CASE4	3m	0	0	○	—	7.7	0.0	7.7	—	—	7.7	
			4	○	12	14.1	6.4	7.7	0.0	—		
			5	×	117	16.0	8.1	7.9	0.1	×		
			6	×	1,081	21.5	11.2	10.2	2.5	○		
CASE5		2	0	○	—	7.7	0.0	7.7	—	—	7.7	
			4	○	39	16.9	9.1	7.7	0.0	—		
			5	×	440	20.1	10.7	9.4	1.6	×		
			6	×	1,393	25.8	15.7	10.1	2.4	○		

1) G4桁のひび割れの有無

○ : 曲げひび割れ発生ひずみ ( $86.8\mu$ ) に至っていない, × : 曲げひび割れ発生ひずみ ( $86.8\mu$ ) に至っている

2) ひび割れ推定の可否

○ : センサで検知可能な張力レベル (1.8kN) に至っている, × : センサで検知可能な張力レベル (1.8kN) に至っていない

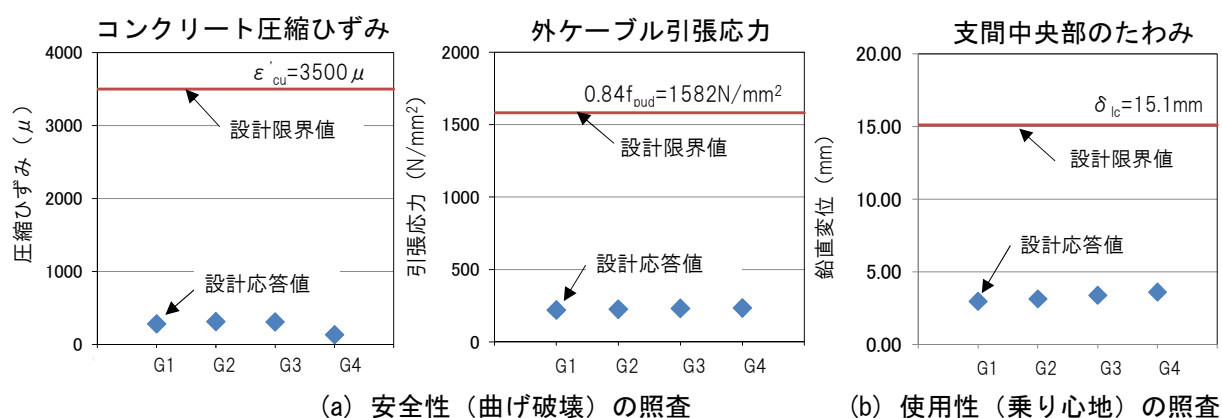


図 6-12 安全性・使用性の性能照査の結果 (CASE2, 内ケーブル破断 : G4 桁 6 本, G3 桁 2 本)

表 6-7 たわみの計測値と解析値の比較

測定対象			たわみ (mm)			測定列車
桁種別	位置	載荷線別	計測値①	解析値②	①/②	
G1	支間中央	下り	1.95	3.10	63%	N700系
			1.93	3.10	62%	N700系

## 6.5 本章の結論

本章では、外ケーブル張力モニタリング方式における管理値設定の方策について提案するとともに、実橋梁での試験施工にあたり、提案した管理値設方法についての検証を行った。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 内ケーブルの破断を推定するための管理値の設定では、温度変化による外ケーブルの張力変動を考慮する必要がないようにするために、死荷重状態から列車荷重載荷による外ケーブルの張力増分を管理値として設定する手法を提案した。
- 2) 試験施工を行った実橋梁を対象に今回提案した方法によって管理値を設定し、センサの計測精度を踏まえて内ケーブル破断の推定の可否について検証した結果、試験施工で設置した外ケーブル（9S15.2, SWPR7B）では、桁下縁のひずみが概ね 700 $\mu$  以上となった場合に内ケーブル破断の推定が可能である。なお、この状況での安全性、使用性については満足していることを確認した。
- 3) 既設鉄道 PC 桁の高欄等の付帯構造物が、実曲げ剛性に対して寄与する度合いを評価することを目的として、重量が既知の保守用車両を静的に載荷してたわみを測定し、解析値と比較した結果、本検討で用いた PC 桁（複線 8 主桁）では、実曲げ剛性は、高欄等付帯構造物を設計上考慮していない場合の曲げ剛性と比較して 1.7~1.8 倍程度を有しており、付帯構造物が PC 桁の曲げ剛性に大きく寄与していることが分かった。したがって、モニタリングの対象となる実橋梁のたわみを計測し、解析値と比較することで得られる実曲げ剛性の評価を踏まえて管理値を設定する必要がある。

### 【参考文献】

- (6.1) 丸山直樹，村田一郎，岸村信：静的載荷によるPC桁の実剛性の評価，土木学会第67回年次学術講演会概要集，Vol.67，V-059，pp.117-118，2012.9
- (6.2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.4
- (6.3) 金田淳，小林薫：鉄道用PC桁の曲げ剛性の評価，土木学会第62回年次学術講演会概要集，Vol.62，IV-315，pp.629-630，2007.9
- (6.4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限，丸善，2006.2

## 第7章 結論

### 7.1 本章の目的

本論文は、鉄道 PC 桁における維持管理に関する課題を踏まえ、既設鉄道 PCI 形桁を対象として、外ケーブル張力モニタリング方式による維持管理手法について取りまとめたものである。

PC 構造物は、RC 構造物や鋼構造物と比較すると歴史の浅い構造形式であり、我が国初の PC 桁に関する設計施工指針は、1955 年に制定された土木学会による「プレストレストコンクリート設計施工指針」<sup>(7.1)</sup>である。鉄道では、1950 年代前半に PC 桁が架設されはじめ、基準としては、1965 年に日本国有鉄道が「プレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準（案）設計編，施工編」<sup>(7.2)</sup>を制定している。現在では、10,000 連以上の鉄道 PC 橋梁が供用されており、山陽新幹線を例にとると、第2章 2.2「山陽新幹線における PC 桁の概要」に示したとおり、約 1,200 連の PC 橋梁が架設されており、支間 15m～40m の桁が多く、最大支間は 88.0m である。このように、PC 桁は、中長スパンに適用されることが多く、高速道路、国道、重要な河川上空等に架設されているものも多くある。したがって、PC 桁の劣化が進行し、架け替える必要が生じた場合には、工事が長期間になることが想定され、列車の運行のみならず、道路等の通行も含め、地域社会や経済に多大な影響を与えることとなる。

一方、現在供用されている鉄道 PC 橋梁のほとんどは、ポストテンション方式 PC 桁であり、PC 鋼材の腐食等の劣化を防止するためには、シーースと PC 鋼材の隙間を PC グラウトで充填することが必須となる。これに対して、PC グラウトの充填が不十分なものでは、PC 鋼材に腐食およびその結果生じる破断が懸念され、これに伴ってプレストレスが著しく低下すると、最悪の場合、落橋に至る可能性がある。実際、鉄道においても、これまでに横締め PC 鋼棒や鉛直 PC 鋼棒の破断事例が報告されている<sup>(7.3)</sup>。このような観点から、PC 桁を健全に供用していくためには、PC 桁のプレストレスの評価は非常に重要であるが、そのための PC 鋼材の腐食や破断の有無を適切に把握することは、現在のところ困難な状況にある。

このような状況を踏まえ、本研究では、ポストテンション方式の既設鉄道 PCI 形桁を対象として、PC 桁のウェブに設置した外ケーブルの張力変動をセンサで常時モニタリングすることによって PC 桁のプレストレスの変動を経時的に把握し、内ケーブルの破断を推定することを目的として取り組んだものである。

本章では、各章で得られた結論を取りまとめ、外ケーブル張力モニタリング方式を含めた既設鉄道 PC 桁の維持管理を行うためのシナリオデザインについて述べる。

### 7.2 本研究で得られた結論

第1章「序論」では、既設鉄道 PC 桁の維持管理手法の研究に至った背景、目的および本論文の構成について述べた。特に、PC 桁にとって重要となる PC グラウトの充填状況や PC 鋼材の腐食状況等の把握に関する調査手法の概要とその課題について言及し、本研究の意義を示した。

第2章「鉄道 PC 桁の維持管理の現状と課題」では、山陽新幹線 PC 桁を対象として、標準設計、施工、維持管理方法、変状事例と対策について取りまとめた。このうち、特に、本研究で課題としている PC 鋼材の腐食に伴う破断は、PC グラウトの充填不足に起因して発生することが多いことから、既往の研究成果等を踏まえて充填不足が生じやすい箇所とその要因について詳述し、PC

鋼材の破断が発生しやすい箇所を想定した。さらに、山陽新幹線の PC 桁の維持管理に関わる課題を以下のとおり示した。

- 1) PC グラウトの充填不足箇所を特定する技術は、表 2-12 に示したとおりで、非破壊検査を中心に研究が進められており、適用条件によっては適切に PC グラウトの充填不足箇所を把握することができるが、全体を精度良く捕捉するためには課題も多い。また、主桁本数の多い桁では、桁間が狭隘である等の環境条件も調査を困難にしている要因となっており、現行では、PC グラウトの充填不足箇所を高い精度で把握することは困難であると言える。
- 2) 2.6.1「PC 主ケーブルに対する PC グラウト再注入」で示した PC グラウト再注入は、PC 鋼材の腐食抑制に大きな効果を発揮するが、充填不足箇所全てにおいて精度よく充填できない可能性が考えられる。また、上記に記載したとおり、PC グラウトの充填状況を把握することそのものが困難な状況にあることから、PC グラウト再注入工を実施した場合においても、充填できたか否かを確認することは困難であり、PC グラウトの充填不足箇所が残存する可能性がある。
- 3) PC 桁では、PC 鋼材が破断し、それに伴ってプレストレスが著しく低下した場合には、耐荷性能に大きな影響を与えることとなる。これに対して、2.4.2「山陽新幹線 PC 桁の維持管理方法」に示したように PC 桁の残存プレストレスを推定する方法があるが、非破壊で測定可能な技術は確立されていない。したがって、全般検査等においては、曲げひび割れの有無やひび割れからの錆汁の発生といった外観変状や PC 桁のたわみ等から PC 桁の健全性を判断することとなる。このうち、フルプレストレスで設計されている PC 桁では、曲げひび割れが発生した時点では、PC 鋼材が破断し、プレストレスが低下している可能性が高い。2.5.3「PC 主ケーブルの腐食」において示したとおり、PC グラウトの充填不足が発生しやすい箇所は、定着部付近、偏向部付近、支間中央付近であり、これらの箇所では他の箇所と比較して PC 鋼材が腐食し、破断に至る可能性が高いことから、全般検査等においては、特にこれらの箇所でのひび割れの発生の有無を重点的に確認する必要がある。しかし、PC 桁では、列車荷重作用時に発生した曲げひび割れは、死荷重状態では閉じている場合があり、曲げひび割れを発見するのは非常に困難と考えられる。これより、PC 鋼材の破断に伴うプレストレスの低下を把握することは極めて困難な状況にあると言える。

第 3 章「鉄道 PCI 形桁における内ケーブル破断のモニタリングに関する研究」では、内ケーブルの破断を推定するための方法の確立を目的として、実橋梁をモデルとした 1/2 スケールの大型供試体による静的載荷実験を行った。実験では、PC グラウトを充填していない内ケーブルの張力を 1 本ずつ解放したうえで静的載荷し、供試体ウェブ側面に設置した補強兼モニタリング用の外ケーブルの張力変動量を外ケーブルに取り付けたセンサ（磁歪法、光ファイバー）で計測することが可能であるかの検証を行った。また、外ケーブル張力モニタリング方式の実務設計のための解析手法の確立を目的として、ファイバー要素を用いた梁にトラス要素でモデル化した外ケーブルを取り付けたモデル（以下、ファイバーモデルと表記）を用いて非線形フレーム解析を行い、供試体による実験値およびソリッド要素を用いた 3 次元非線形 FEM 解析値と比較することによってファイバーモデルの妥当性を検証した。さらに、第 2 章 2.5.3「PC 主ケーブルの腐食」で示した PC グラウトの充填不足が生じやすい箇所を踏まえて、支間中央の L/2 点（L：支間）および内ケーブルの偏向部近傍の L/4 点で内ケーブルの張力が部分的に消失した場合の外ケーブルの張力変動に対するモニタリングの有効性について検証した。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 実橋梁を模擬した 1/2 スケールの大型供試体を用いて載荷実験を行った結果, 3 種類のセンサとも内ケーブルの張力解放に応じて変動する外ケーブルの張力を測定することが可能である。
- 2) 1 種類のセンサ (磁歪法) を選定してロードセルで計測した外ケーブルの張力と比較した結果, 実験での最大載荷荷重 1014kN (列車荷重相当の 9.6 倍の荷重) でもセンサで測定した外ケーブルの張力は, ロードセルでの張力とほぼ等しい結果となり, センサの測定機能は十分果たしていると言える。
- 3) PC グラウトが充填されていない内ケーブルの破断を張力の解放によって模擬することで発生する外ケーブルの張力変動量は, 変位曲線を適切に仮定することによって簡易な計算式で求めることができる。
- 4) ファイバーモデルを用い, 材料構成則として, コンクリートの引張応力-ひずみ関係を鉄筋コンクリート要素でモデル化する領域と無筋コンクリート要素でモデル化する領域に区分する等, 適切に設定することで, 外ケーブル工法による単純桁の終局時近傍までの挙動をモデル化することができる。
- 5) ファイバーモデルに非アクティブ機能を適用し, 内ケーブルの部分的な破断をプレテンション方式による内ケーブルの定着長の考え方を適用してモデル化することで, プレストレスが部分的に消失した PC 桁の外ケーブル張力の算定が可能である。
- 6) 8 本の内ケーブルのうち, 4 本の内ケーブルが  $L/2$  点または  $L/4$  点で部分的に破断した場合に, 死荷重状態での外ケーブルの張力がセンサで検出可能な値を超えることがわかった。

第 4 章「定着部付近での内ケーブルの破断を想定した鉄道 PCI 形桁のせん断耐力に関する研究」では, 第 2 章 2.5.3 「PC 主ケーブルの腐食」で示した PC グラウトの充填不足が生じやすい定着部付近で内ケーブルが破断した場合の耐荷性状, 破壊性状を把握することを目的として, 実橋梁をモデルとした大型供試体 (桁高: 1/2 スケール, 桁長: 1/3 スケール) を製作し, 静的載荷実験を行った。定着部付近で内ケーブルが破断した場合には, せん断耐力は低下するが曲げによるたわみは小さく, 外ケーブル張力モニタリング方式では, 定着部付近での内ケーブルの破断を推定することは困難であると考えられ, 別途の補強方法等を検討する必要がある。しかし, これまでに定着部付近で内ケーブルが破断した PC 桁のせん断耐力を評価した研究事例はなく, 合理的に補強を行うためには, このような状況でのせん断耐力を適切に評価する必要があることから載荷実験を行ったものである。載荷実験の結果, 定着部付近で内ケーブルの張力を解放した供試体は, 内ケーブルの張力を解放していない状況での設計計算によるせん断耐力以上の耐力を有することが確認できたことから, 3 次元非線形 FEM 解析によってせん断耐力の評価, 検証を行った。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 大型供試体による載荷実験の結果, 定着部付近で内ケーブルの張力を解放した場合でも, 内ケーブルの張力を解放しない状況で鉄道 RC 標準によって算出したせん断耐力以上の耐力を有していることから, 内ケーブルが定着部付近で破断しても早急に補強等の措置を実施する必要はない。
- 2) ACI コードに基づくストラットの破壊相当荷重は, 実験での最終載荷荷重を上回る結果となったが, 鉄道 RC 標準, 土木学会示方書, *fib* コードによるせん断耐力は, いずれも実験値よりも小さくなり, 設計では安全側の評価を与えるが, 既設構造物のせん断耐力に対しては過少評価を与える傾向にあることから, 既設構造物の補強設計の際には配慮する必要がある。

- 3) 土木学会示方書の修正圧縮場理論に基づく軸方向力の影響を表す $\beta_n$ は、プレストレスが小さい領域ではディコンプレッションモーメントによる算出値よりも小さくなる。
- 4) 圧縮ストラットの角度は、ストラット-タイモデル、*fib* コード、土木学会示方書ともほぼ同様となったことから、ストラット-タイのモデル化は、適切に為されていると考えられる。また、圧縮ストラットを $45^\circ$ で固定している鉄道 RC 標準によるせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力は、過小評価を与えるものになっていると考えられる。
- 5) 内ケーブルが定着部付近で破断した PC 桁について、汎用プログラムによる 3 次元非線形 FEM 解析に内ケーブル破断のモデル化を適用し、スターラップのひずみ挙動に着目して算出したコンクリートが分担するせん断耐力に、土木学会示方書式または *fib* コードで算出したせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力を加えることで、既設構造物のせん断耐力の評価が概ね可能になるものと考えられる。

第 5 章「外ケーブル張力モニタリング方式の設計方法と実橋への適用に関する研究」では、外ケーブル張力モニタリング方式における要求性能の整理、設計における性能照査の考え方、設計応答値算定のための解析手法について整理するとともに、実橋梁への試験施工にあたり、性能照査に基づく外ケーブルの設置本数等の算出、施工における留意事項等について取りまとめた。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 外ケーブル張力モニタリング方式の設計での曲げ破壊に対する性能照査の手法として、PC 桁に曲げ破壊荷重を作用させた場合の圧縮ひずみ、外ケーブル応力を用いた照査手法を提案した。また、ファイバーモデルによる非線形解析に用いる性能照査用の荷重は、現行の部分安全係数法における各係数を作用係数 ( $\gamma_f$ ) に集約し、この作用係数を荷重に考慮することで当初設計の終局状態を再現した。
- 2) 応答解析に用いるモデルでは、主桁のひび割れに伴う剛性低下は、ファイバー要素を適用することでコンクリートの材料非線形を考慮し、主桁との平面保持の仮定が成り立たない外ケーブルは、主桁とは独立したトラス要素でモデル化することで幾何学的非線形を考慮した。さらに、弾性梁要素でモデル化した横桁で主桁を接合することによって、多主桁の格子構造における外ケーブルの張力変動の算定が可能となった。
- 3) 試験施工では、外ケーブルの再緊張を可能とするために定着方法をねじ式とし、偏向部には外ケーブルの再緊張時の PC 鋼材相互の接触を避けるために特殊なスペーサーを用いた。

第 6 章「内ケーブルの破断を推定するための管理値設定に関する研究」では、内ケーブルの破断を推定するための外ケーブルの張力変動に対する管理値の設定方法を提案した。また、実橋梁への試験施工にあたり、内ケーブルの破断本数や破断長さをパラメータとした応答解析によって、内ケーブルが破断した場合の PCI 形桁のたわみや外ケーブルの張力変動の試算を行い、設定した管理値から内ケーブル破断の推定が可能であるかの検証を行った。本章で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 内ケーブルの破断を推定するための管理値の設定では、温度変化による外ケーブルの張力変動を考慮する必要がないようにするために、死荷重状態から列車荷重載荷による外ケーブルの張力増分を管理値として設定する手法を提案した。
- 2) 試験施工を行った実橋梁を対象に今回提案した方法によって管理値を設定し、センサの計測

精度を踏まえて内ケーブル破断の推定の可否について検証した結果、試験施工で設置した外ケーブル（9S15.2, SWPR7B）では、桁下縁のひずみが概ね 700 $\mu$  以上となった場合に内ケーブル破断の推定が可能である。なお、この状況での安全性、使用性については満足していることを確認した。

- 3) 既設鉄道 PC 桁の高欄等の付帯構造物が、実曲げ剛性に対して寄与する度合いを評価することを目的として、重量が既知の保守用車両を静的に載荷してたわみを測定し、解析値と比較した結果、本検討で用いた PC 桁（複線 8 主桁）では、実曲げ剛性は、高欄等付帯構造物を設計上考慮していない場合の曲げ剛性と比較して 1.7~1.8 倍程度を有しており、付帯構造物が PC 桁の曲げ剛性に大きく寄与していることが分かった。したがって、モニタリングの対象となる実橋梁のたわみを計測し、解析値と比較することで得られる実曲げ剛性の評価を踏まえて管理値を設定する必要がある。

### 7.3 鉄道 PC 桁の予防維持管理を目指したシナリオデザイン

#### 7.3.1 PC 桁管理の予防維持管理への転換

外ケーブル張力モニタリング方式では、第 6 章 6.2「管理値設定の考え方」に示したとおり、内ケーブルの破断を推定するための管理値は、曲げひび割れが発生した状態での列車荷重の載荷によって増加する外ケーブル張力の増分量とした。したがって、外ケーブル張力モニタリング方式では、曲げひび割れの発生を許容していることになるが、外ケーブルの補強設計において、曲げひび割れが発生した状況でも外ケーブルが補強材として機能することによって安全性、使用性を満足するよう設計しており、曲げひび割れの発生が列車運行に影響を与えることはないものと判断している。よって、外ケーブルは内ケーブルの破断に伴う曲げひび割れの発生に対して、予防維持管理<sup>(7.4)</sup>の機能を果たしていると言える。また、発生した曲げひび割れを放置しておく、さらに、内ケーブルの破断が伸展して PC 桁に重大な影響を与える恐れがある。このことから、曲げひび割れの発生が推定された場合には、詳細な調査を実施したうえで、内ケーブルの破断箇所を特定し、外ケーブルを再緊張することによって内ケーブルの破断によって消失したプレストレスを追加導入することで曲げひび割れを閉合させることが可能としている。これより、外ケーブルは、この点では事後維持管理<sup>(7.4)</sup>に該当する。ただし、外ケーブルの再緊張にあたっては、内ケーブルが破断した箇所以外の箇所でのオーバーストレスに対する検討を行い、列車走行に影響するような上反りが発生しないよう留意する必要がある<sup>(7.5)</sup>。

これらの点から、外ケーブル張力モニタリング方式は、内ケーブルの破断を推定し、曲げひび割れが発生したとしても事前に設置している外ケーブルによって安全性、使用性が確保されていることから、予防維持管理に主眼を置き、さらに、外ケーブルを再緊張することで内ケーブルの破断に伴って消失したプレストレスを回復する事後維持管理を併せ持ったシナリオと言える。

なお、土木学会コンクリート標準示方書〔維持管理編〕<sup>(7.4)</sup>（以下、土木学会示方書〔維持管理編〕と表記）では、予防維持管理とは、一般に重要度の高い構造物に設定されるもので、

- (a) 劣化が顕在化してからでは補修等の対策が困難なことから、劣化を生じさせないもの
- (b) 劣化がコンクリート表面に現れることによって直ちに性能が低下し、障害が生じるもの
- (c) 第三者影響度が特に重要となるもの

と定義付けられており、また、事後維持管理とは、性能の低下の程度に応じて対策を行う構造物等に設定されるもので、

- (a) 劣化が顕在化した後でも容易に対策がとれるもの、対策に必要な期間が長期にわたっても問題のないもの
- (b) 直接的な点検を行うのが非常に困難なものについて、間接的な点検（測量、地盤沈下、漏水の有無等）から評価および判定を行うもの
- (c) 劣化が顕在化しても困らないもの

と定義付けられている。

これまで土木構造物の維持管理は、全般検査等の検査によって把握した変状に対して対策を行う事後維持管理が中心となっており、PC 桁に対してもこのような考え方で維持管理がなされている。しかし、PC 桁では、内ケーブルの破断によってプレストレスが減少すると、部材の力学性能（耐力や剛性）が急激に低下する危険性があり、安全性や使用性に重大な影響を与える恐れがある。したがって、PC 鋼材に著しい腐食が生じている PC 桁には、外ケーブル張力モニタリング方式のような予防維持管理を適用すべきと考える。

### 7.3.2 外ケーブル張力モニタリング方式を適用する PC 桁選定の方策

#### (1) PC カルテの策定

例えば、山陽新幹線では約 1,200 連の PC 桁があるが、今後、内ケーブルの破断の恐れのないものまでも含めて、全ての PC 桁に予防維持管理である外ケーブル張力モニタリング方式を適用するのは合理的ではない。したがって、外ケーブル張力モニタリング方式を適用する PC 桁を選定するための考え方をあらかじめ整理し、その考えに基づいた維持管理を実施する必要がある。選定の考え方としては、現在の内ケーブルの腐食の状況や将来に渡っての腐食の進行性の把握が重要となる。しかし、第 2 章 2.7「現行の維持管理における課題」でも述べたように、現状では、シース内の PC グラウトの充填状況や内ケーブルの腐食の状況を高い精度で全体にわたって把握するのは困難な状況にある。このため、PC 桁に対する全般検査等の日常の維持管理において、シースに沿うひび割れ等の外観変状を適切に捕捉し、外観変状が発生している桁を対象に非破壊検査手法を併用する等、健全度評価の精度を高めていくことが肝要である。さらに、PC 桁では、他の土木構造物にはない特有の劣化として、

- (a) ポストテンション方式の PC グラウト充填不足等に伴う PC 鋼材の腐食、破断
- (b) 定着部、偏向部に関する劣化
- (c) ブロック架設における施工目地部を起点とした劣化

等がある。土木学会示方書〔維持管理編〕においても、2013 年度の改訂で PC 構造物については、特有の考慮すべき点があることから、PC 構造物の維持管理に関する新たな章を設定している。このことから、検査者は、他のコンクリート構造物にはないこれらの劣化機構や設計に対する考え方をよく理解したうえで PC 桁の検査を実施する必要がある。

さらに、外ケーブル張力モニタリング方式を適用する PC 桁の選定のためには、個々の PC 桁についての変状状況、修繕履歴、PC グラウト充填調査等の詳細調査に関わる結果等を PC カルテとして整備し、これらの PC カルテをデータベースとして整備することで全 PC 桁を網羅的に評価することができる。その評価を踏まえて、外ケーブル張力モニタリング方式を適用するグループ、要監視すべきグループ、問題のないグループといったグルーピングが可能となる。また、データベース化によって、修繕履歴、横締め PC 鋼棒の破断歴といった構造性能に関わる事象が、PC 桁ごとに容易に把握できるようになることや、設計計算書、設計図面、過去に実施した詳細調査記



録等をデータベース化することで記録や資料の散逸が防止できる等の効果もある。

PC カルテに入力すべきデータのうち、全般検査等で確認すべき主な項目を表 7-1 に示す。なお、検査にあたっては、PC グラウト充填状況等の詳細調査が行われている場合には、PC グラウト充填不足箇所や内ケーブルの腐食状況等を考慮すること、また、上述した(a)～(c)の PC 桁特有の変状を踏まえて実施することが重要である。

表 7-1 PC カルテにおける全般検査等での主な調査項目

部位	変状	調査項目
主桁	ひび割れ	発生位置，幅，長さ，形状（方向）
	漏水，漏水跡	発生位置，量
	エフロレッセンス	発生位置
定着部	周辺のひび割れ	発生位置，幅，長さ
	跡埋めコンクリートの浮き	発生位置，範囲

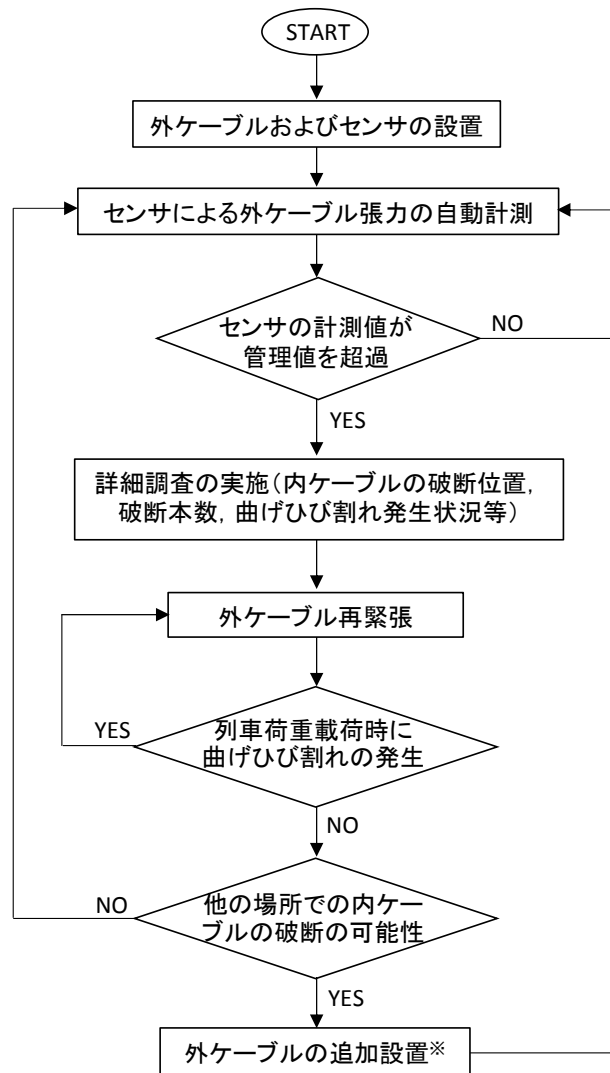
## (2) PC 桁性能評価の精度向上

土木構造物の性能評価は、定量的な方法で行うことが望ましいが、評価式が設定されていないものや評価式の精度が十分でないものもあることから、一般的に、検査で得られた構造物の状態を構造物の外観上のグレード等で表現し、その結果から構造物や部材の性能を評価する方法がとられることが多い。ただし、この手法を用いるためには、構造物の外観上のグレード等と構造物あるいは部材の性能との関係をあらかじめ関連付けておく必要がある。これは、劣化機構ごとに、劣化の進行に伴う構造物の外観上のグレード等と劣化過程（潜伏期，進展期，加速期，劣化期）との関係，ならびに外観上のグレード等と構造物の性能との関係を明確にしておくというものである。しかし、前述した PC 桁特有の劣化については、様々な劣化過程をたどることから、劣化の状態と外観上のグレードとを一律に関連付けることは困難である。これに対して、PC 桁のデータベース化で整備した過去の詳細調査による PC グラウト充填不足箇所，PC グラウト再注入量，内ケーブル腐食状況等と全般検査等で把握したひび割れやひび割れからのエフロレッセンスの析出といった外観状況とを関連付けることで、これまで困難とされてきた PC 桁の内ケーブルに関わる劣化状況と外観状況との相関をより明確にできる可能性がある。このようなことが可能となれば、外観状況から外ケーブル張力モニタリング方式を適用する PC 桁の選定の精度が高くなると考えられ、今後の重要な課題の一つとして挙げられる。

### 7.3.3 外ケーブル張力モニタリング方式を適用した PC 桁の維持管理方法

外ケーブル張力モニタリング方式では日常の維持管理に加え、図 7-1 に示すフローに基づいて PC 桁の管理を行うこととなる。

外ケーブル張力モニタリング方式では、センサの計測値が管理値を超過したことを施設管理者にタイムリーに伝達され、必要な措置を実施できるよう、センサで自動計測した結果を伝送する仕組みとしている。この計測値が管理値を超過した場合には、図 7-1 に示しているとおり、詳細調査を実施し、内ケーブルの破断の有無や破断している場合にはその位置や本数、曲げひび割れの発生状況等を調査する必要がある。したがって、管理値が超過した場合に備えて、次の事項を事前に準備しておく必要がある。



※ 外ケーブルの追加設置のための設計は、図5-2の設計手順に基づいて実施

図 7-1 外ケーブル張力モニタリング方式の維持管理フロー

- (a) 内ケーブルの破断本数，破断位置等を特定するための詳細調査の方法および調査を実施する専門技術者の対応
- (b) 内ケーブルの破断本数，破断位置等を踏まえて，外ケーブルの張力を算定する解析ソフトおよび解析体制
- (c) 外ケーブルを再緊張するための足場および施工体制

このうち，(a)については，内ケーブルの破断本数や破断位置等を特定するための有効な調査方法を事前に定めておく必要がある。また，これらの調査方法は研究や技術開発によって進歩することから，最新の技術情報を得られるようにしておくことも重要である。また，(b)については，外ケーブル張力モニタリング方式の設計時における初期データが入力されたソフトを直ちに使用可能な状況で管理しておく必要がある。さらに，(c)については，外ケーブルを設置する当初の工事で使用する足場を検査用足場として継続して存置することによって，外ケーブルの再緊張や日常の維持管理に使用することが望ましい。なお，第 5 章 5.8「試験施工橋梁の解析」および 5.9

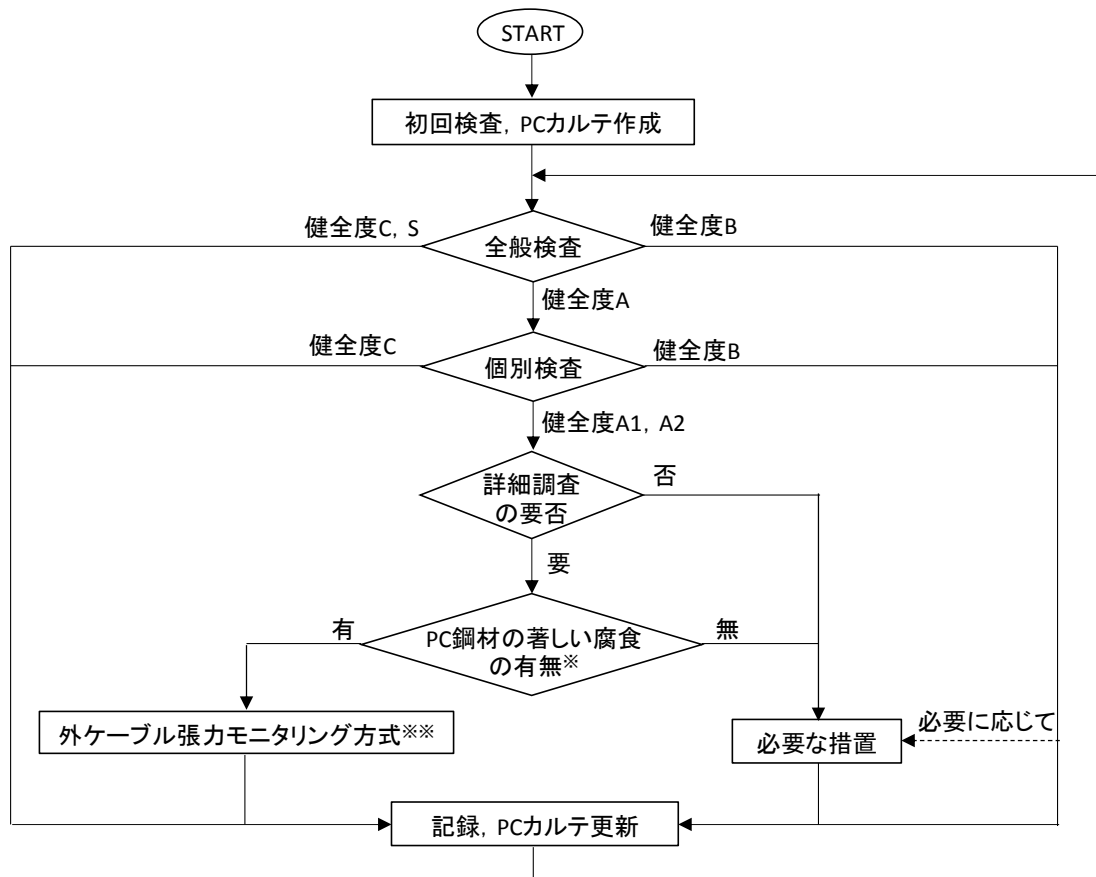
「試験施工の状況」で記載した外ケーブル張力モニタリング方式の試験施工では、写真 7-1 に示す足場を検査用足場として存置している。



写真 7-1 試験施工橋梁の検査用足場

#### 7.3.4 鉄道 PC 桁の維持管理方法

鉄道 PC 桁の維持管理として本論文で取りまとめた外ケーブル張力モニタリング方式を適用するための考え方を考慮した維持管理フローを図 7-2 に示す。本フローは、図 2-6 に示した鉄道構造物の維持管理フローを基本としている。PC 桁の検査では、7.3.2「外ケーブル張力モニタリング方式を適用する PC 桁選定の方策」に示した PC 桁特有の変状を理解し、第 2 章 2.5.3「PC 主ケーブルの腐食」で示した PC グラウトの充填不足が発生しやすい箇所である定着部付近、偏向部付近、支間中央付近での劣化の状況を重点的に確認することが肝要であると考えられる。全般検査や個別検査の結果、PC グラウトの充填状況等の調査を行う必要があると判断された場合には、表 2-12 に示す非破壊検査等による手法によって詳細な調査を実施し、これらの結果を総合的に勘案して措置の要否や措置の内容を選定することとなる。このうち、非破壊検査で PC グラウトの充填不足が確認された場合には、コア削孔によって内ケーブルの腐食の状況を直接確認することが望ましい。これは、内ケーブルの破断は、主として PC グラウトの充填不足箇所における内ケーブルの腐食の進行に起因して発生すると想定されるためである。したがって、詳細調査の結果、PC グラウトの充填不足が確認された PC 桁では、PC グラウトの再注入を実施することとなる。しかし、第 2 章 2.6.1 (4)「空隙中における PC 鋼材の表面状況」で示しているように、既往の研究から、PC 鋼材に著しい錆が生じている場合には、グラウトの再注入を行ったとしても、PC 鋼材の錆の進行は抑制されず、注入効果は低いことが分かっている<sup>(7.6),(7.7),(7.8)</sup>。これらのことを踏まえ、1 軌道を支える主桁の全内ケーブルのうちの 3 割程度以上が、表 2-14 に示す健全度Ⅲ以上である場合には、外ケーブル張力モニタリング方式を適用する対象とした。なお、3 割程度以上としたのは、第 5 章 5.8.2 (1)「設計Ⅰ」に示しているとおり、外ケーブル張力モニタリング方式の試験施工における応答解析の結果、試験施工の対象となった PC 桁では、1 軌道を支える 2 主桁の全内ケーブル 12 本のうち 4 本 (33%) が破断した場合に桁下縁に曲げひび割れが発生するとの解析結果を得ていることから、著しい腐食が 3 割程度以上ある場合には、さらに腐食が進行して破断に至ると、曲げひび割れの発生に繋がる恐れのあることを考慮したものである。



※ PC鋼材の著しい腐食とは、1軌道を支える主桁の全内ケーブルの3割程度以上が健全度Ⅲ以上を呈している場合を言う(健全度は表2-14参照)

※※ 外ケーブル張力モニタリング方式をPCI形桁以外に適用する場合は別途の検討が必要

図 7-2 鉄道PC桁の維持管理フロー

#### 【参考文献】

- (7.1) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，1961.8
- (7.2) 日本国有鉄道構造物設計事務所：プレストレストコンクリート鉄道橋設計施工基準（案）設計編，1965.3，施工編，1965.7
- (7.3) 石橋忠良：PC 鉄道構造物の劣化事例と対策，プレストレストコンクリート，Vol.45，No.1，pp.72-75，2003.1
- (7.4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，丸善出版，2013.10
- (7.5) 曾我部正道，渡辺勉，徳永宗正：外ケーブル補強による上反りが列車走行に及ぼす影響，日本鉄道施設協会誌，Vol.51，No.9，pp.42-44，2013.9
- (7.6) 桑原大亮，石井浩司，関博，青木圭一：グラウト中に埋設された錆びた PC 鋼材の腐食特性試験，土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，Vol.57，V-566，pp.1131-1132，2002.9
- (7.7) 近藤拓也，村田一郎，山本貴士，宮川豊章：グラウト再注入による腐食抑制効果に関する定量的評価，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，Vol.68，V-049，pp.97-98，2013.9
- (7.8) 多田達弥，近藤拓也，大島義信，山本貴士，宮川豊章：暴露試験に基づくグラウト再注入による腐食抑制効果に関する検討，日本材料学会コンクリート構造物の補修、補強、アップグレードシンポジウム論文報告集，Vol.11，pp.419-424，2011.10

## 謝 辞

本論文は、著者が西日本旅客鉄道(株)新幹線管理本部、鉄道本部施設部に在籍をしていた 2009 年度から 2012 年度の約 4 年間および同構造技術室、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程に在籍していた 2013 年度の 1 年間に行った鉄道プレストレストコンクリート橋梁の維持管理方法における研究の成果を取りまとめたものです。研究を進めるにあたり、多くの皆様から貴重なご指導、ご助言を賜りました。

京都大学大学院教授 宮川豊章博士には、本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、本研究の遂行にあたっては、ご多忙であるにも関わらず、終始懇切丁寧なご指導を賜りました。ここに、深甚なる感謝の意を表します。また、先生には、弊社が(公社)日本材料学会に委託しておりますコンクリート委員会において、1988 年から 26 年間の長きに渡りご指導をいただいております。著者は 1994 年に同委員会の事務局を担当し、これ以降今日に至るまで、先生からコンクリート構造物の維持管理の重要性をはじめとして、様々な場面で多くのご助言を賜ってきました。先生との出会いによってコンクリート構造物のみならず、土木構造物の維持管理の重要性に対する認識を深めることができたものと確信しています。

京都大学大学院教授 河野広隆博士および同准教授 山本貴士博士には本論文の作成および取りまとめにあたり貴重なご指導、ご助言を賜りました。ここに、厚くお礼申し上げます。

神戸大学大学院教授 森川英典博士には本研究にご理解をいただくとともに、ご多忙の中、本研究の当初から取りまとめに至るまで多くのご指導、ご教示を賜りました。また、暖かいお言葉で励ましていただいたことは忘れることはありません。ここに、心より感謝しお礼申し上げます。

京都大学大学院准教授 安琳博士、同助教 高谷哲博士には、本論文作成にあたり常に暖かい言葉でご指導ご鞭撻を賜りました。ここに、厚くお礼申し上げます。また、研究室秘書 三木由有氏には、事務手続き等で大変お世話になりました。

ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)土木設計本部構造物設計部次長 濱田譲博士には、本研究の全般にわたり幅広いご経験に基づく視点から多くのご助言、ご意見を賜るとともに、心強い励ましをいただきました。ここに、心より感謝いたします。

住友電工スチールワイヤー(株)PC 技術部システム技術グループ長 星野康弘氏、同 及川雅司氏には、供試体実験および実橋梁での試験施工において外ケーブルの張力計測用センサに関わる多くのご指導を賜るとともに、困難を極める中でセンサの計測精度の向上に努めていただきました。ここに、心より感謝いたします。

JIP テクノサイエンス(株)解析ソリューション事業部技術専任部長 田中克弘博士、同技術課 長谷川京子氏には、実験供試体に対する有限要素解析および試験施工術に対する応答解析において多大なるご協力を賜るとともに、細かな疑問にも丁寧かつ迅速にご対応いただきました。ここに、心より感謝いたします。

第 3 章「鉄道 PCI 形桁における内ケーブル破断のモニタリングに関する研究」では、神鋼鋼線工業(株)開発部加工開発室長 河村睦氏、(株)計測リサーチコンサルタント企画開発部長 宮本則幸氏に外ケーブルの張力計測用センサの計測原理、計測方法等に関してご指導、ご助言を賜りました。ここに、心より感謝いたします。

著者の上司であり構造材料学研究室の先輩でもある西日本旅客鉄道(株)技術理事構造技術室長松田好史博士には、本研究を行うきっかけを与えていただくとともに、研究の進め方について多くのご指導、ご教示を賜りました。また、どんなにご多忙でも常に親身になって相談に乗っていただきましたことには、感謝の念に堪えません。著者が会社に籍を置きながら博士課程にて研究を行うことに対して多大なるご支援と叱咤激励を賜りました、西日本旅客鉄道(株)代表取締役副社長兼執行役員鉄道本部長山本章義氏、同執行役員神戸支社長 国広敏彦氏、同執行役員新幹線管理本部長 中村圭二郎氏、同鉄道本部施設部長 川井正氏に深く感謝いたします。本研究の全章において具体的かつ貴重な多くのご指導、ご助言を賜りました、西日本旅客鉄道(株)構造技術室コンクリート構造課長 大坪正行氏に心よりお礼申し上げます。大坪課長の渾身的なご指導がなければ本研究をまとめることはできなかったと言っても過言ではありません。本研究について叱咤激励を賜りました、(株)レールテック常務取締役構造物事業部長 乾司氏、西日本旅客鉄道(株)新幹線管理本部次長 垣尾徹氏に深く感謝いたします。これまでに社会人博士課程を歩んでこられた西日本旅客鉄道(株)広島支社広島土木技術センター所長 荒巻智博士、同岡山支社施設課課長代理 荒木弘祐博士、同鉄道本部施設部土木技術課主査 渡辺佳彦博士、同構造技術室コンクリート構造サブリーダー 近藤拓也博士には、ご自身の経験を踏まえた助言を頂戴しました。特に、近藤博士とは、同じ職場ということもあり、多くのアドバイスをいただきました。本論文のデータ整理や校正等にご協力いただきました、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)土木設計本部プロジェクト設計部プロジェクト設計課 係長岡本早夏氏、同構造物設計部橋梁設計二課主任 京野光男氏、西日本旅客鉄道(株)近畿統括本部施設課主査 丸山直樹氏にお礼申し上げます。実橋梁での試験施工にあたり細部にわたる調整等にご尽力を賜りました西日本旅客鉄道(株)新幹線管理本部広島新幹線土木技術センター所長 松本敬司氏、同助役村上健二氏、同内田康大氏に感謝いたします。また、西日本旅客鉄道(株)鉄道本部施設部土木課長 西井学氏、同担当課長 芹川至氏をはじめ、施設部、構造技術室、新幹線管理本部の各位に、多くのご支援をいただいたことに感謝するとともに、ご迷惑をお掛けしたことをお詫びいたします。

論文作成にあたり、構造材料学研究室におきまして、(株)ピーエス三菱 小林仁氏、(株)IHI インフラ建設 山下亮氏、(独)土木研究所 河野哲也氏、(株)国際建設技術研究所 葛目和宏氏、電気化学工業(株) 宮口克一氏、西日本旅客鉄道(株) 吉田隆浩氏、(一財)日本塗料検査協会 山田卓司氏、三井住友建設(株) 室田敬氏、同佐々木亘氏とは、互いの研究内容について熱心な議論を交わすことによって多くのことを教わり、見識を深めることができました。特に、山田氏、室田氏、佐々木氏とは、博士後期課程の同期入学ということもあり、協力し合いながら取り組むとともに、様々な場面で助言をいただきました。これら社会人博士課程の方々から多くのアドバイスをいただいたことに心よりお礼申し上げます。

最後に、常に暖かく見守り続けてくれた両親および研究に専念できるよう配慮し、応援してくれた妻由美子、長男一樹、長女理沙に感謝の気持ちを捧げます。